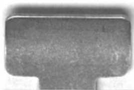

NYPL RESEARCH LIBRARIES
3 3433 05776276 1



ZEITSCHRIFT

DES

Oesterreichischen

Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Redactionscomité:

Obmann: **Rudolf Ritter von Grimburg**, k. k. Hofrath und em. Professor.

Johann Boberl, Oberingenieur der k. k. priv. österr. Nordwestbahn.
Gottlieb Fänner, k. k. Oberbaurath.
Franz Ritter von Gruber, k. k. Hofrath und Professor.
Hermann Helmer, Architekt.
Arthur Oelwein, k. k. Professor, Generaldirectionsrath der k. k. österr. Staatsbahnen.
Anton Rücker, k. k. Ober-Bergrath.
Alex. Edler v. Wielemans, k. k. Baurath und Architekt.
Gustav Witz, Maschineningenieur.

Redakteur:

Dipl. Ing. JOSEF MELAN,
Professor an der k. k. technischen Hochschule in Brünn.

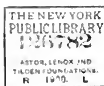
XLIII. Jahrgang.

(Mit XXXIX Zeichnungsblättern in Quart und Folio und mit vielen Textfiguren.)

19

WIEN 1891.

Eigenthum und Verlag des Vereines. — Vereinslokale, Redaktion und Sekretariat: I., Eschenbachgasse 9.
Druck der artistischen Anstalt von R. Spies & Co., V., Straussengasse 16.



INHALT.

Namen- und Sachregister.

Die Fontaine'sche Kammerschleuse für 20 *m* Gefälle und die geneigten Ebenen für Schiffsaufzüge von Flamant und Peslin.

Vortrag, gehalten vom k. k. Schifffahrtsgewerbe-Inspektor, Regierungsrath A. Schromm im österr. Ingenieur- und Architekten-Verein.

(Hiezu Tafeln I—VIII.)

Bei dem im August vorigen Jahres in Manchester stattgehabten IV. internationalen Binnenschifffahrts-Congresse, welchem ich als Delegirter des h. k. k. Handelsministeriums beizuwohnen die Ehre hatte, kamen auch einige auf die Anlage vom Schifffahrts-Kanälen bezügliche Gegenstände zur Besprechung, welche soviel des Interessanten, Neuen und Lehrreichen boten, daß ich es für wünschenswerth hielt, mich mit den bezüglichen Referenten in's Einvernehmen zu setzen, um die für eine Berichterstattung erforderlichen näheren Einzelheiten zu erfahren. Ich hielt letzteres für umso wünschenswerther, als die berührten Gegenstände vielleicht berufen erscheinen, den Kreis der Schifffahrtskanal-Freunde auch bei uns zu erweitern, da sie die Richtung andeuten, wie durch Verminderung der Zahl kostspieliger Kunstbauten die Anlage- und Betriebskosten von Schifffahrtskanälen auch in schwierigem Terrain herabgemindert und dadurch deren Bau vom volkswirthschaftlichen Standpunkte gerechtfertigt werden könnte.

Bevor ich aber auf die Sache selbst zu sprechen komme, halte ich mich für verpflichtet, an dieser Stelle den Herren Chef-Ingenieuren Fontaine, Flamant und Peslin meinen aufrichtigsten Dank auszusprechen für ihre Bereitwilligkeit, mit welcher sie mir das gesammte Materiale zu meiner Berichterstattung zur Verfügung stellten.

Projekt einer Schleuse für 20 *m* Gefälle.

Von G. Fontaine, Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

Das Problem, Schiffe von 300 Tonnen schnell auf eine bedeutende Höhe zu heben, dergestalt, daß der große Zeitverlust welchen Schleusentreppen der Schifffahrt verursachen vermieden werde, wurde in neuester Zeit in vollkommener Weise durch die Konstruktion der hydraulischen Aufzüge in Fontinettes am Canal du Neufossé in Frankreich und in La Louvière am Canal du Centre in Belgien gelöst.*)

Diese gewiss ausgezeichneten Werke sind jedoch sehr theuer, die einzelnen Manöver mit denselben sind nicht sehr einfach, und es scheint, daß dieselben einer beständigen Sorgfalt und häufiger Reparaturen bedürfen. Ihre Anwendung erscheint daher auf ganz spezielle Fälle begrenzt.

Am Canal du Centre (Frankreich), welcher die Saône mit der Loire verbindet, hatte man früher eine ziemlich große Zahl von Schleusen, welche in einzelnen Treppen konzentrirt waren; zwischen diesen Treppen befanden sich kurze Kanalhaltungen. Man projektirte, um diese für die Schifffahrt so lästige Schleusenpassage zu beseitigen, vorerst hydraulische Aufzüge, dann wandte man sich den schiefen Ebenen zu. Schließlich begnügte man sich mit einer einfacheren Lösung, man ließ jede zweite Schleuse auf und gab den übrigen Schleusen das doppelte Gefälle; auf diese Weise ersparte man 13 Schleusen.

Diese neuen Schleusen, welche in den Jahren 1886 bis 1889 eingebaut wurden, haben je 5·20 *m* Gefälle, eine Höhe, die wahrscheinlich noch auf keinem Kanale überboten wurde. Sie bewähren sich sowohl in Bezug auf das schnelle Durchschleusen, als auch in Bezug auf die dabei auszuführenden leichten Manöver vortrefflich. Die Zeit des Durchschleusens beträgt im Mittel 14 Minuten, also nur um zwei Minuten mehr als bei den benachbarten alten Schleusen von 2·60 *m* Gefälle. Dieser Vortheil wird von der Schifffahrt rückhaltlos anerkannt.

Angesichts solch' günstiger Resultate liegt wohl die Frage nahe, ob nicht noch eine weitere Erhöhung der Gefälls-Differenz bezw. deren Ueberwindung durch derartige gemauerte Schleusen möglich wäre. Diese Lösung ist zweifellos weniger großartig, als die mechanischen Aufzüge, aber sie ist andererseits auch weniger kostspielig und bietet unbestreitbar eine größere Betriebssicherheit.

Herr Garrie, Ingénieur des ponts et chaussées, hat über das Problem einer Schleuse von 20 *m* Gefälle schon im Novemberhefte 1879 des „Bulletin de la société des anciens élèves des écoles des arts et metiers", berichtet; er ließ jedoch die hiebei äußerst wichtige Frage, nämlich die Verminderung des zum Schleusen nothwendigen Wasserquantums ganz ungelöst. Garrie wählte überdies für das untere Schleusenthor und für die projektirten cylindrischen Schützen sehr komplizirte Konstruktionen.

Bei Lösung der Frage: „Schleusen für große Gefälle zu konstruiren" müssen zwei sehr wichtige Bedingungen erfüllt werden, nämlich:

1. es muss der Verbrauch an Schleusenwasser möglichst herabgemindert werden, und

2. es muss das Durchschleusen der Schiffe sehr schnell erfolgen können, ohne dadurch für das Schiff eine Gefahr hervorzurufen.

Die Idee, gemauerte Schleusen für große Gefälle zu erbauen, hat übrigens bereits greifbare Formen angenommen, denn es wurde das vom Bureau des canaux de Paris dem Conseil général des ponts et chaussées vorgelegte Project einer Schleuse von 9·92 *m* Gefälle zur Ausführung genehmigt.*)

*) Siehe meinen diesbezüglichen Bericht im III. Hefte 1890 unserer Zeitschrift: „Ueber die verschiedenen Methoden zur Fortbewegung der Schiffe auf Kanälen und kanalisirten Flüssen."

*) Am Canale St. Denis in Paris bereits in Ausführung begriffen.

Die nutzbare Länge der Schleusenkammer für die von Fontaine projektirte 20 *m* Schleuse, beträgt 38·50 *m*, die Breite 5·20 *m*, entsprechend der mit Gesetz vom 5. August 1879 angenommenen Type für die französischen Hauptkanäle. In jeder Seitenmauer der Schleuse, Tafel I, Fig. 2 und Tafel II Fig. 1, ist in der Drempelhöhe der unteren Kanalhaltung ein der Länge nach geführter Wasserlauf *W* angebracht, welcher auf der einen Seite indirekt in den oberen Schützenschacht (Füllschütze) ausmündet, während das andere Ende mit der unteren Schützenkammer (Entleerungsschütze) in Verbindung steht. Dieser Wasserlauf kommunizirt mit der Schleusenkammer mittelst fünf Abzugskanälen *zz* (Tafel I, Fig. 1), welche unter dem Niveau des Bodens des beladenen Schiffes gelegen sind. Behufs Füllung der Schleusenkammer hat man einfach die unteren Schützen zu schließen und die oberen zu öffnen; behufs Entleerung der Kammer ist das entgegengesetzte Manöver nöthig.

Ueber dem in jeder Seitenmauer angebrachten Wasserlaufe sind etagenförmig je drei Sammelbassins oder richtiger Wassersparbehälter eingebaut. Der Zweck dieser Behälter ist schon durch deren Bezeichnung angedeutet; sie dienen dazu, um beim Entleeren der Kammer, also beim Durchschleusen der Schiffe das Wasser aufzunehmen, bezw. beim Füllen der Schleuse dasselbe wieder der Kammer zuzuführen.

Jedes dieser Bassins ist mit einer cylindrischen Schütze *S* (Taf. II) ausgerüstet, welche den Abfluss des Wassers zu einem Schachte *S'* gestattet, bezw. absperrt. Jeder dieser Schächte mündet in den bereits erwähnten Wasserlauf *W* ein. Diese cylindrischen Schützen haben eine zweifache Aufgabe zu lösen, nämlich:

1. das Wasser aus der Kammer in das betreffende Bassin eintreten zu lassen, und
2. das Wasser der Bassins wieder in die Kammer zurückzuleiten.

Es ist daher ersichtlich, dass die Schleusenkammer mittelst des wiederholt erwähnten Wasserlaufes *W* sowohl mit der oberen Kanalhaltung *Co*, als auch mit der unteren Kanalhaltung *Cu* und mit den drei Wassersparbassins (Sammelbehältern) in Verbindung gebracht ist.

Auf der unteren Seite (also der unteren Kanalhaltung zugekehrt), kurz die Thalseite genannt, ist die Schleusenkammer durch eine Mauer *M* (Taf. I und III) abgeschlossen, welcher an ihrer Basis den Durchlass *G* für die Schiffe enthält. Dieser Durchlass ist gewölbt und hat — entsprechend der Vorschrift über die französischen Normaltypen für Hauptkanäle — eine Minimalhöhe von 3·70 *m* über dem Niveau des 2 *m* tiefen Wassers der unteren Kanalhaltung, bezw. 2·80 *m* über dem Drempel. Vor diese Durchlassöffnung (der Kammer zugekehrt) kommt das Abschlussthor (Taf. I, Fig. 1 und Taf. III, Fig. 8—12).

Diese Ausführungen dürften genügen, um den ganzen Vorgang beim Durchschleusen der Schiffe zu erklären.

Wenn die Schleusenkammer und die Sammelbehälter leer sind, so werden behufs Füllung der Kammer die beiden oberen Schützen *V V* (Taf. I, Fig. 2) geöffnet, dagegen die beiden unteren *V' V'*, sowie jene der Sammelbehälter geschlossen. Ist diese Operation ausgeführt, so kann das thalwärts zu bringende Schiff in die Kammer eintreten, selbstredend bis die Füllung so weit gediehen ist, daß der Wasserspiegel der Kammer mit jenem der oberen Kanalhaltung zusammenfällt.

Nun beginnt das Manöver des Durchschleusens bezw. die Entleerung der Schleusenkammer; dies wird nun in der Weise ausgeführt, dass man das Wasser (siehe Taf. II, Fig. 6) der oberen Schichten *A*, *B* und *C* zu je 4 *m* Höhe in die sechs Sammelbassins eintreten lässt, u. zw.:

die Wasserschichte *A* in die Bassins *a* und *a'*
" " *B* " " " *b* " *b'*
" " *C* " " " *c* " *c'*

Nur das Wasser der beiden untern Schichten *D* und *E* wird, nachdem vorher die Schützen der Sammelbassins geschlossen wurden, abgelassen und mit diesem Wasser geht auch das Schiff durch die früher erwähnte Durchlassöffnung der unteren Abschlussmauer. Für die folgende Schleusung, d. h. wenn ein Schiff von der unteren zur oberen Kanalhaltung gehoben werden soll, ist folgender Vorgang nothwendig.

Man lässt das Schiff durch die Durchlassöffnung eintreten, schließt sodann durch das untere Schleusenthor diese Durchlassöffnung ab und öffnet nun die Schützen der Sammelbassins, u. zw. beginnt man mit den unteren Bassins, geht sodann zu den mittleren und schließlich zu den oberen Bassins über; selbstredend werden die Schützen der symmetrisch gegenüber gelegenen Bassins gleichzeitig geöffnet. Es bleibt dann noch der Raum zum Füllen übrig, welcher den beiden obersten Schichten *A* und *B* entspricht; das hierzu nothwendige Wasserquantum wird der oberen Kanalhaltung oder einem Sammel-Reservoir entnommen.

Wie man sieht, erspart man durch die eben besprochene Anordnung $^3/_5 = 60$ % des der ganzen Schleusenkammer entsprechenden Wasserquantums; für den vorliegenden Fall, also für die französische Normalschleuse, jedoch für 20 *m* Gefälle, ist der Wasserverbrauch für eine Schleusung ungefähr 1800 m^3, also nur um 600 m^3 mehr, als bei den bisher im Gebrauche stehenden gewöhnlichen Schleusen von 2·60 *m* Gefälle.

Die Schleusenfüllung, bezw. Entleerung erfolgt in 10 Minuten, so dass die Dauer der ganzen Schleusung nur 17—20 Minuten beansprucht. Zum Durchschleusen genügen zwei Mann vollkommen.

Es muss hier besonders hervorgehoben werden, dass der Eintritt des Wassers in die Kammer auf der ganzen Länge dieser letzteren gleichzeitig erfolgt, u. zw. durch die am Fusse der Schleusenkammermauern angebrachten Abzugs- bezw. Zufuhrskanäle *z z* (s. Taf. I, Fig. 1). Diese Kanäle sind, wie bereits an anderer Stelle erwähnt, derart situirt, dass sie unter dem Boden des beladenen Schiffes münden. Die Entleerung erfolgt unter ganz gleichen Umständen, woraus hervorgeht, dass das Wasser selbst mit ziemlicher Geschwindigkeit in der Kammer steigen, bezw. fallen kann, ohne irgend welche Wirbel oder sonstige, für das Schiff nachtheilige Bewegungen zu erzeugen.

Dieses Resultat wurde bei den früher erwähnten Schleusen von 5·20 *m* Gefälle des Kanales du Centre erzielt und gewürdigt, daher auch für das vorliegende Projekt

angenommen. Die Schiffer binden daher auch während des Durchschleusens gar nicht mehr ihre Schiffe fest, was früher (als die Anordnung des gleichzeitigen Wassereintrittes auf der ganzen Länge der Kammer noch nicht bestand) nicht geschehen durfte.

Im Nachfolgenden sollen nun einige Details der verschiedenen Schleusentheile näher beschrieben werden.

Oberes Schleusenhaupt. Hier ist der für alle Schleusen des Kanales du Centre ausgeführte Typ der Schleusenköpfe gleichfalls beibehalten. Der Anschluss an die Kanalhaltung erfolgt auf eine Länge von 25 *m* (siehe Taf. I, Fig. 4) durch eine in das obere Kanalprofil allmälig übergehende kurvenförmige und gepflasterte Böschung, so dass der Eintritt der Schiffe in die Schleuse leicht dirigirt, und jedes Anstoßen derselben hintangehalten werden kann. Das Schleusenbett liegt hier 0·25 *m* unter dem Drempel somit 2·85 *m* unter dem Niveau der obern Kanalhaltung, entsprechend einer Wassertiefe von 2 *m* im Kanale. In jedem Mauerflügel des Hauptes ist eine cylindrische Schütze eingebaut *V V* (Taf. I und Taf. II), zu welcher ein Schacht führt; diese Schütze wird Füllschütze genannt. Es ist ferner dafür vorgesorgt, dass, ohne die Schifffahrt unterbrechen zu müssen, die kleine Kammer der Füllschütze durch eine Art Versatzwand, welche in schmalen Nuthen eingesetzt ist, abgeschlossen werden kann, um dieselbe leeren und repariren zu können. Für gewöhnlich sind in die eben erwähnten Nuthen Drahtgitter eingesetzt, um eventuell im Wasser schwimmende Körper zurückzuhalten und auch um Jemand, der in die offene Schützenöffnung hineinfiele, retten zu können.

Die Fallmauer *F* hat eine Höhe von 20·20 *m* und eine Dicke von 5 *m*, u. zw. ist die der Schleusenkammer zugekehrte Fläche gewölbt und mit behauenen Steinen verblendet.

Der Schacht der Füllschütze, welcher einen Durchmesser von 1·80 *m* (siehe Tafel II, Fig. 1) besitzt, geht in jeder Seitenmauer der Schleusenkammer 10·50 *m* vertikal nach abwärts und steht daselbst durch einen Stollen vom gleichen Durchmesser mit dem vom oberen Sammelbassin herabgehenden Schachte in Verbindung, an welch' letzterem sich wieder ein Stollen anschließt, der in den vom mittlern Sammelbassin herkommenden Schacht einmündet. Auch dieser letztere tritt in den eingangs erwähnten horizontalen Wasserlauf ein, so dass die Füllschützenkammer indirekte auch mit dem, der ganzen Länge der Kammerschleuse nach ziehenden, in jeder Seitenmauer befindlichen Wasserlauf *W W* in Verbindung steht.

Dieser Wasserlauf liegt mit seiner Sohle in der Drempelhöhe des untern Schleusenhauptes.

Schleusenkammer (Taf. II, Fig. 1). Der mehrfach erwähnte Wasserlauf ist ein gemauertes Gewölbe von 1·80 *m* Breite und 2·80 *m* Gesammthöhe. Derselbe erstreckt sich in den Seitenmauern der ganzen Länge der Schleusenkammer entlang und kommunizirt mit dieser durch fünf Abzugskanäle *z z* (Taf. I), welche halbkreisförmige Gewölbe bilden und in gleichen Abständen von einander liegen.

In der Nähe des unteren Schleusenthores hebt sich dieser Wasserlauf, um in die Kammer der Abzugs- (Entleerungs-) Schutze einzumünden. Diese Kammer *K* ist viereckig und gewölbt, u. zw.: 2·70 *m* Seitenausdehnung bei 3·80 *m* Höhe bis zum Scheitel des Gewölbes. Diese Kammer kommunizirt andererseits auch mit der eigentlichen Schleusenkammer durch eine gewölbte Oeffnung von 2·10 Breite und 2·50 *m* Höhe, durch welche man zur Entleerungsschütze gelangen kann, im Falle Reparaturen nothwendig sind. Diese Oeffnung wird gewöhnlich durch Versatzhölzer geschlossen (Taf. II, Fig. 7), um eine den Schiffen schädliche Strömung, welche bei der Entleerung auftreten könnte, zu verhindern. Es ist zu diesem Ende immer nothwendig dass der Wasserabfluss durch die früher angeführten Abzugskanäle *z z* stattfinde.

Die Entleerungsschütze öffnet einen Schacht von 1·80 *m* Durchmesser, welcher direkte in den Abzugs-Wasserlauf W_1 einmündet. Dieser letztere ist selbstredend gewölbt und besitzt 1·80 *m* Breite bei 1·75 *m* Höhe, er mündet auf rund 8·90 *m* unterhalb der Abschlussthores normal zur Schleusenachse aus, u. zw. gerade gegenüber der Ausmündung des Abzugs-Wasserlaufes der anderen Seitenmauer der Schleusenkammer (Taf. I, Fig. 2), um jede Unterwaschung durch das mit großer Geschwindigkeit der unteren Kanalhaltung zuströmende Wasser zu verhindern.

Der Boden der (Entleerungs-) Schützenkammer wird nur um 0·65 *m* tiefer als das Niveau der unteren Kanalhaltung gelegt, um nicht dem Abzugs-Wasserlauf W_1 die Wirkung eines Syphons zu geben und um ferner die Möglichkeit zu gewinnen, diese Schütze, bezw. Kammer durch eine kleine Senkung des unteren Kanal-Wasserspiegels leicht betreten und befahren zu können.

Die Sehne des Drempelbogens (Schleusenbettes) liegt um 2·80 *m* tiefer als die einem Wasserstande von 2 *m* in der unteren Kanalhaltung entsprechende Niveaulininie. Auf diese Weise wird dem Zurückfluthen des Wassers unter dem Boden des beladenen Schiffes ein genügend großer Querschnitt gesichert.

Jede Seitenmauer der Schleuse hat an der Basis eine Mächtigkeit vom 13 *m* und verjüngt sich auf 11 *m* Dicke ungefähr 1·85 *m* unterhalb der Schleusenplattform (Taf. II, Fig. 6). Die Stärke in der Höhe dieser Plattform ist nur mit 2·5 *m* angenommen.

In jeder Seitenmauer sind zwei Rettungstreppen *R R* (Taf. II), angebracht und der Einfachheit halber aus Eisenstäben hergestellt, welche in einer Nuth der Mauerverblendung befestigt sind. Die Oberfläche dieser Schleusenkammerverblendung ist durch vier horizontal laufende Schichten von Quadern unterbrochen (Taf. I, Fig. 1 und Taf. II, Fig. 6), deren obere Kante genau jener Wasserschichte der Schleusenkammer entspricht, welche die betreffenden Sparbassins füllen soll; sie dienen daher dem Schleusenwächter als Wasserstandszeiger bei der Entleerung bezw. Füllung der Schleuse.

Die Sammel-, bezw. Sparbassins sind in den Seitenmauern der Schleuse selbst untergebracht, u. zw. sind dieselben übereinander gebaut (siehe Taf. II) und durch halbkreisförmige Gewölbe nach oben geschlossen.

Das Bett des untersten Bassins liegt 7·00 *m* über dem Bette der Schleuse selbst.

Nachfolgende Zusammenstellung zeigt die Dimensionen der einzelnen Sammelbassins.

Bezeichnung des Bassins	Länge	Breite der Galerien	Höhe bis zum Scheitel des Gewölbes	Raum in m^3 zum Ansammeln des Schleusenwassers
Oberes Bassin ..	37·60 *m*	3·70 *m*	4·45 *m*	438 m^3
Mittleres Bassin .	32·40 *m*	4·00 *m*	3·50 *m*	444 m^3
Unteres Bassin .	27·90 *m*	3·90 *m*	3·90 *m*	458 m^3

Man gelangt zu diesen Bassins durch einen, an der unteren Seite der Schleuse in der Seitenmauer angebrachten Einsteigeschacht *E E* (Taf. I und Taf. II), welcher übrigens auch dazu dient, der in den Bassins enthaltenen Luft beim Füllen mit Wasser den Austritt zu gestatten. Dieser Einsteigeschacht hat eine Höhe von 16·40 *m*, u. zw. gemessen vom Bette des untersten Bassins bis zur Plattform, während die anderen Ausmaße 3·90 *m* und 3 *m* betragen. Die Einsteigeöffnung ist mit einem Schutzgeländer umgeben.

Das unterste Bassin kommunizirt frei mit diesem Einsteigschachte, welcher also eigentlich eine Fortsetzung des genannten Bassins bildet. Die beiden übrigen Bassins jedoch sind durch eicherne Versatzhölzer *v v* (Taf. II) von dem Einsteigschachte getrennt, welche Hölzer in entsprechende Nuthen eingelegt werden.

Die oberen Versatzhölzer bilden eine Art Wehre, u. zw. bis zu einer Stauhöhe, dass der Fassungsraum dieses Bassins gleich der Hälfte jenes Raumes der eigentlichen Schleusenkammer sei, von welcher es das Wasser sammeln soll.

Im Falle als in das unterste Bassins zu viel Wasser eingelassen wurde, so ist dafür Sorge getragen, dass das Plus an Wasser durch einen gewölbten Wasserlauf von 3·90 *m* Breite und 2·95 *m* Höhe (bis zum Scheitel des Gewölbes) ablaufen kann; dieser Wasserlauf beginnt in dem Einsteigeschacht (siehe Taf. II) und steht mittelst eines Schachtes von 1·80 *m* Durchmesser mit dem Abzugskanale der Entleerungsschütze in Verbindung.

Die Sohle dieses gewölbten Wasserlaufes ist um 0·20 *m* niedriger gehalten, als das Niveau des zulässigen Maximalwasserspiegels im untersten Bassin.

Durch hölzerne Querriegel *q*, welche die Rolle eines Stauwehres spielen, kann man den Wasserspiegel dieses untersten Bassins in beliebiger Höhe halten.

Das Ueberfallwasser des obersten und mittleren Bassins fällt, wie aus der Zeichnung leicht ersichtlich ist, einfach in den Einsteigeschacht *E E*.

Wie bereits erwähnt wurde, kommunizirt jedes Bassin mit dem, der ganzen Länge der Seitenmauer hinziehenden Wasserlaufe *W W* mittelst Vertikal-Schächten von 1·80 *m* Durchmesser, welche durch cylindrische Schützen abgeschlossen sind.

Die zulässige größte Höhe des Sammelwasser darf in den einzelnen Bassins betragen, u. zw.:

im oberen Bassin . . . . 2·40 *m*
im mittleren Bassin . . . 2·80 *m*
im unteren Bassin . . . . 3·60 *m*

aber die Sohlen der eben erwähnten Schützen liegen für alle drei Bassins in gleicher Höhe unter dem betreffenden Wasserspiegel, nämlich 3·80 *m* (siehe Taf. II). Der Zweck dieser Einrichtung ist, behufs schneller Entleerung für alle drei Bassins den gleichen Wasserdruck herzustellen.

Ueber jeder Schütze ist im Gewölbe eine Oeffnung von 0·30 *m* angebracht, durch welche eine eiserne bis zur Kammerplattform reichende Röhre hindurchgeht, die wieder das Gestänge zum Manövriren der Schütze aufnimmt. Um die Trockenlegung der Sammelbassins zu ermöglichen, erhalten deren Sohlen einen zur Schütze gerichteten leichten Fall.

Um die Bewegungen des Wassers in den Bassins, in den Schachten und Wasserläufen zu erleichtern, sollen die ganzen, aus behauenen Bruchsteinen gebildeten Flächen mit einer 3 *cm* starken Cementschichte überzogen werden.

In manchen Fällen dürfte es möglich sein, wenn es die Terrainverhältnisse gestatten, die Sammel-, bezw. Sparbassins in Gestalt von einfachen Gruben, sei es nun im Einschnitte, sei es in der Aufschüttung, an den Seiten der Schleuse anzubringen, so dass die Mauern der Schleuse nur mehr die Füllungs- und Entleerungsschützen aufzunehmen hätten. Auf diese Weise können die Baukosten derartiger Schleusen bedeutend herabgemindert werden.

Schleusen-Unterhaupt (Taf. I, Fig. 3). Die Mauer, welche die Kammer nach unten zu abschließt, wird in der Achse der Schleuse durch ein 12·90 *m* langes Gewölbe *G* getragen, unter welchem die Schiffe passiren.

Dieses Gewölbe ist derartig dimensionirt, dass den Schiffen eine freie Höhe von 3·7 *m* bis zum Gewölbsanlauf zur Verfügung steht. Die Wassertiefe beträgt in der Ausdehnung dieses Gewölbes 2·80 *m* entsprechend einer Wassertiefe von 2 *m* in der unteren Kanalhaltung.

Diese Durchgangsöffnung hat (siehe Taf. I, Fig. 2) an ihrer der Kammer zugekehrten Seite, und zwar auf eine Länge von 2 *m* die gleiche lichte Weite wie die Schleusenkammer selbst, also 5·20 *m*; von da aus erweitert sich die Durchgangsöffnung nach und nach und erreicht auf der, der unteren Kanalhaltung zurückgekehrten Seite 7 *m*; der Grund liegt darin, um den eintretenden Schiffen den Zugang zur Kammer zu erleichtern.

Die Böschungen und die Sohle dieses Zuganges sind bis auf 35 *m* thalwärts gepflastert.

In der Höhe von 3·60 *m* über dem Gewölbsanlauf dieser Durchgangsöffnung, vermindert sich die Dicke der Kammer-Abschlussmauer von 12·90 *m* auf 8·90 *m* (Taf. III) um behufs Uebersetzung des Kanales einer Straße von 4 *m* Breite Platz zu machen. Diese Straße wird beiderseitig durch Sockelplatten begrenzt und trägt der thalwärts gelegene Sockel ein eisernes Geländer zum Schutze der den Uebergang benützenden Personen.

Zwischen dem Niveau dieses Ueberganges und der Schleusenplattform, nämlich auf eine Höhe von 13·30 *m* ist die Abschlussmauer nach der der Schleusenkammer zugekehrten Fläche, also nach aufwärts zu vertikal, während nach abwärts zu diese Mauer kurvenförmig begrenzt wird. Auf dem Scheitel ist die Mauer 3 *m* dick und wird durch eine bis zu den Uferböschungen reichende Parapetmauer von 0·90 *m* gekrönt. Auf beiden Seiten der

nach abwärts gelegenen Durchgangsöffnung ist ein 1·25 *m* breiter Weg, zu dem auf jeder Kanalseite eine Stiege *st st* führt, angebracht; dieser Weg dient dazu, damit das Schiffspersonale vor den Eingang in die Schleuse noch zu den Schiffen gelangen kann.

In den Ecksteinen dieses Weges (Taf. I, Fig. 2) sind Nuthen *n n* angebracht, um Holzpfosten einschieben zu können, wodurch die Möglichkeit geboten ist, die Schleusenkammer von der unteren Kanalhaltung abzuschließen.

Die Schleusenplattform ist mit den auf beiden Seiten angelegten Treppelwegen von 4 *m* bezw. 3 *m* Breite (siehe Taf. I, Fig. 4) durch in die Böschungen gelegten Stiegen verbunden; überdies verbindet ein 4 *m* breiter Weg, der eine Steigung von 0·10 *m* pro Meter hat, die Treppelwege beider Kanalhaltungen.

C y l i n d r i s c h e S c h ü t z e n (Taf. III, Fig. 13—17). Die zwei oberen und zwei unteren Schützen, welche die Schleusenkammer einerseits mit der oberen, anderseits mit der unteren Canalhaltung in Verbindung setzen, sind c y l i n d r i s c h e S c h ü t z e n vom gleichen Typus, wie solche am Kanal du Centre angewendet werden und sich daselbst vortrefflich bewähren.

Jede solche cylindrische Schütze besitzt zwei Theile, nämlich einen festen und einen beweglichen. Der f e s t e T h e i l ist aus Gusseisen und besteht zunächst aus einer cylindrischen Bodenplatte (Sitzfläche) von 1·70 *m* innerem Durchmesser (Taf. III, Fig. 13), welche in das Mauerwerk versenkt und befestigt ist. Diese Sitzplatte trägt drei vertikal stehende Rippen *n n* (Fig. 16 und 17), welche durch einen oben aufgesetzten Flachring *f f* verbunden sind; dazu kommt noch ein hohler Cylinder *c c*, welcher auf dem oben erwähnten Flachring befestigt ist und den Zweck hat, die Schütze aufzunehmen, wenn sie gehoben, d. h. geöffnet ist, endlich aus einem gusseisernen gewölbten Deckel *d d*, der mit dem Cylinder *c c* mittelst Flantschen und Bolzen verbunden ist; dieser Deckel besitzt an seiner höchsten Stelle eine röhrenförmige Fortsetzung, welche bis auf die Plattform der Schleuse hinaufreicht und das Manövergestänge aufzunehmen hat, überdies auch der Luft den Austritt gestattet.

Die Eingangs erwähnte Sitzfläche muss vollkommen horizontal hergerichtet sein und dienen zum Zwecke des genanen Einstellens die Stellschrauben *b b* Fig. 16.

Der bewegliche Theil, also die eigentliche Schütze, besteht aus einem Cylinder von 0·50 *m* Höhe und 1·70 *m* innerem Durchmesser (Fig. 13); der Cylinder selbst ist aus 4 *mm* starkem Eisenblech hergestellt, dessen oberer Rand mit einer gusseisernen, façonnirten Krone, dessen unterer Rand mit einem Winkeleisen vernietet ist. (Siehe Detail Fig. 17.) Dieser Blechcylinder erhält durch ein, in der Mitte seiner Höhe angenietetes herumlaufendes T-Eisen eine Versteifung.

Das erwähnte am unteren Rande angenietete Winkeleisen hat, den drei Rippen *n n* entsprechend, Einschnitte, um auf diese Weise bei der Auf- und Abwärtsbewegung der Schütze eine solide Führung zu gewinnen. Selbstverständlich ist dadurch jede drehende Bewegung des Cylinders um die Manöverstange ausgeschlossen.

Die Hebung der Schütze geschieht mittelst einer auf der oberen Plattform stehenden Winde; die Schütze gleitet in dem fixen Theile hinauf oder herab und gestattet, bezw. verhindert den Zutritt des Wassers. Die vertikale Pressung des Wassers wird durch den Deckel *d d* aufgenommen; der bewegliche Theil der Schütze ist nur seitlichen Pressungen ausgesetzt, welche sich gegenseitig ausgleichen. Man hat daher nur das Eigengewicht der Schütze (etwa 550 *kg*) zu heben; die Hubhöhe beträgt nur 0·45 *m* und die Dauer dieses Manövers beträgt 21—22 Secunden, daher die aufzuwendende Kraft 5 *kg*.

Die geschlossene Schütze (Fig. 13 und Fig. 17) ruht auf einer kreisförmig in die Bodenplatte eingelassenen Kautschukwulst *k k*, während der wasserdichte Abschluss am oberen Cylinderrande durch ringförmige Lederstreifen *l l* erzielt wird, welche durch den Wasserdruck an die betreffenden Flächen angepresst werden.

Die cylindrische Schütze bietet drei bedeutende Vortheile gegenüber anderen gewöhnlichen Abschlussschiebern, nämlich:

1. Bei der Bewegung ist einzig und allein das Eigengewicht der Schütze und die Reibung des Wassers auf dem Eisen zu überwinden, da die Wasserpressungen aufgehoben werden;

2. die ganze Fläche der kreisförmigen Oeffnung vom Radius *r* wird schon ausgenützt, wenn die Schütze selbst nur um eine Höhe $h = 0{\cdot}5\,r$ bewegt wird;

3. die Belastung der Schütze ist stärker als bei einem vertikal gestellten Schieber von gleicher Fläche, also deren Abschluss ein bedeutend dichterer.

Fig. *a*.

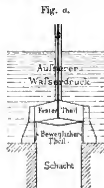
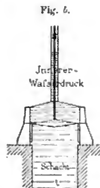


Fig. *b*.

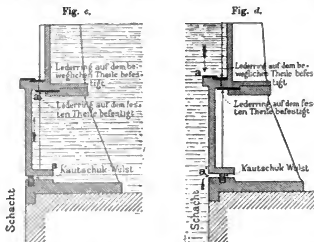


Die gleichfalls cylindrischen Schützen der Sammelbassins müssen u n t e r D r u c k in doppelter Weise wirken, nämlich einmal (beim Abwärtsschleusen der Schiffe) das Wasser von der Schleusenkammer in die Sparbassins und dann umgekehrt (beim Aufwärtsschleusen der Schiffe) von diesen Bassins in die Kammer wieder zurückzuleiten.

Sie sind ähnlich konstruirt wie jene für die Füllung und Entleerung der Kammerschleuse; um aber den wasserdichten Abschluss herzustellen, wenn der Wasserdruck von innen wirkt (siehe nebenstehende Fig. *b*), ist man gezwungen, über dem Oberrande des beweglichen Theiles (Cylinders) ein ringförmiges Lederband zu geben, welches im entgegengesetzten Sinne wie das unterhalb befindliche, auf dem festen Theile sitzende Lederband, wirkt.

Ueberdies muss man, um den nach oben wirkenden Druck des Wassers auf die Schütze, bezw. Deckel der Schütze aufzuheben, (wenn also die Schleusenkammer voll und die Bassins leer sind) durch einen eisernen Rahmen, welcher durch Traversen und Zugstangen gebildet wird, jede Bewegung des Deckels, also der ganzen Schütze im vertikalen Sinne hindern. Dieser Rahmen liegt somit nur im Bassin und sind die einzelnen Theile mit den Rippen des Deckels verbolzt. Die Enden der genannten Traversen sind in den Längsmauern der Bassins eingelassen und gut befestigt.

Es ist besonders hervorzuheben, dass die Lage des in der Bodenplatte eingelassenen Kautschukwulstes wechselt, je nach der Art und Weise, wie die betreffende Schütze zu wirken hat. Für die einfach wirkenden Schützen, bei welchen der Wasserdruck nur von Außen wirkt (siehe Fig. *c* im Texte) — dies ist bei gewöhnlichen Schützen der Fall — muss die Kautschukwulst so nahe als möglich am Innenrande der Boden(Sitz)platte angebracht sein, weil auf diese Weise jede Pressung auf die untere Flantsche a aufgehoben und gleichzeitig auf die obere Flantsche a_1 ein



Druck nach aufwärts, mit der Tendenz die Schütze zu heben, hervorgerufen wird. Wenn die Schütze beständig unter innerem Drucke zu arbeiten hat, müsste man die Kautschukwulst derart vom Rande der Boden(Sitz)platte entfernt anbringen, dass die Pressung, welche auf die obere Flantsche a ausgeübt wird (Fig. *d* des Textes), durch die auf die untere Flantsche a_1 nach aufwärts gerichtete Pressung im Gleichgewichte erhalten wird. Bei den für die Sammelbassins bestimmten doppeltwirkenden Schützen kann man die Kautschukwulst nicht derartig placiren, dass die Pressungen, welche bald von Außen, bald von Innen auf die Wände der Schütze wirken, durch einen entgegengesetzt wirkenden Druck genau aufgehoben werden. Man ordnet in diesem Falle die Wulst dergestalt an, dass die nicht aufgehobene Pressung in beiden Fällen die gleiche sei, also gleichgiltig, ob der Druck von außen oder von innen zur Geltung kommt.

Diese nicht aufgehobene Pressung beträgt (im vorliegenden Projekte) zu Beginn 190 *kg*. Nimmt man das Schützengewicht mit 550 *kg* an, so ist der gesammte im Momente des Oeffnens zu überwindende Druck 190 + 550 = 740 *kg*, somit ist bei 100facher Uebersetzung an der Winde ein Anfangsdruck von 7·4 *kg* nothwendig. Die Dauer der Hebung beträgt etwa 21—22 Sekunden.

Schleusenthore. Die oberen Schleusenthore unterscheiden sich in gar keiner Weise von den zweiflügeligen Stemmthoren der gewöhnlichen Schleusen. Diese Thore sind aus Eisenblech, welches behufs besserer Konservirung zu galvanisiren ist, konstruirt. Es liegt daher kein Anlass vor, eine nähere Beschreibung davon zu geben, da derartige Konstruktionen zur Genüge bekannt sind.

Die Anwendung cylindrischer Schützen von bedeutender Leistungs-, d. h. Durchflussfähigkeit ermöglicht es, die Schleusenthore ohne jodwede Durchlassöffnungen auszuführen. Dies ist ein nicht zu unterschätzender Vortheil in Beziehung auf Einfachheit der Konstruktion, des wasserdichten Abschlusses und der Instandhaltung dieser Thore.

Das untere Schleusenthor (Taf. III) ist einfach eine rechteckige Fachwand von ungefähr 6 *m* Breite und 8 *m* Höhe. Zum Abschließen, bezw. Oeffnen, der Durchlassöffnung G wird dieses Thor in vertikalem Sinne bewegt, nachdem bei Schleusen mit Sparbassins eine Längsverschiebung desselben nicht ausführbar ist. Man gibt der, der Mauer zugekehrten Fläche dieses Thores eine Schräge wodurch ein besserer Anschluss an die Mauer erfolgt. Wie aus der Konstruktion (Fig. 11) deutlich ersichtlich ist, sind die Zwischenwände, welche das Gerippe bilden, unten niedriger als oben; die gesammte Differenz in der Höhe der Konstruktion unten und oben beträgt nur 13 *cm*. Zur Herstellung des Rahmens ist die Form von Doppel-T-Trägern gewählt worden.

Die Berechnung ergibt, dass die untere Traverse des Rahmens im vorliegenden Projekte mit 60.600 *kg* auf Biegung beansprucht wird, somit eine Beanspruchung des Eisens von 4·6 *kg* pro Quadrat-Millimeter, während dieselbe bei der oberen Rahmentraverse nur 4·5 *kg* betägt. Die Anwendung von ebenen Flächen ohne Zwischenunterstützung, erscheint mit Rücksicht auf die bedeutenden Wasserpressungen nicht zulässig; man käme, bei einer Entfernung der Zwischenwände von 1·40 *m* im Mittel, auf Blechstärken von 20 *mm* für die Außenhaut. Selbst bei Verwendung von Wellblechen müsste man noch immer auf Stärken von 12 bis 15 *mm* greifen. Man bildete daher die Wand aus nebeneinander liegenden offenen, halben Cylindern, welche durch Zwischenwände und mit den beiden Rahmen des Thores, durch Bleche verbunden sind. Auf diese Weise ist man in der Lage, mit Blechstärken von 4 *mm* auszulangen.

Die Bewegung dieses Thores ist durch eine äußerst einfache und kräftige Vorrichtung sichergestellt (Taf. III, Fig. 1—4). Das Thor wird nämlich an zwei Ketten aufgehängt, welche Ketten über entsprechende Laufrollen $Q\,Q_1$ am Scheitel der Abschlussmauer (Fig. 1) führen und am anderen Ende einen aus Eisen hergestellten Behälter B (Fig. 2, 3 und 4) tragen, welcher, mit Wasser gefüllt als Gegengewicht des Thores bei der Auf- und Abbewegung desselben dient. Dieser Behälter ruht mit seiner, der gekrümmten Mauerfläche zugekehrten Seite auf vier Rädern. Die oben genannten Laufrollen, und zwar jene, welche an der Innenseite der Abschlussmauer liegen, sind

voneinander ganz unabhängig (Fig. 5 und 7), während jene an der Außenseite gelegenen Rollen auf einer gemeinschaftlichen Achse sitzen (Fig. 6). Dadurch wird eine gleichmäßige Bewegung des Thores erzielt. Die gemeinschaftliche Rollenachse ist mit einer Bandbremse ausgerüstet, deren Hebel in der Höhe des Parapetes *P* von der Plattform aus erreichbar ist.

An der gleichen Stelle befindet sich auch ein Hebel, mittelst welchem von der oberen Kanalhaltung her Wasser in den Wasserbehälter eingelassen werden kann. Dieser Behälter ist im Inneren in drei Abtheilungen getheilt, wovon die beiden nach Außen zu gelegenen mit Brucheisen belastet sind, welches Gewicht so bemessen ist, dass dem Thore in seiner untersten Lage Gleichgewicht gehalten wird; die mittlere Abtheilung kann 1000—1500 *kg* Wasser aufnehmen, welches Gewicht hinreichend ist, das Thor sofort in Bewegung zu setzen, sobald die oben erwähnte Bremse gelüftet wird.

Mit diesem Gewichte dauert die ganze Aufwärtsbewegung etwa 40 Sekunden. Um die entgegengesetzte Bewegung zu erzielen, d. h. um das Thor wieder in seine untere Lage zu bringen, genügt es, die Lüftung der Bremse selbstredend vorausgesetzt, das Wasser aus dem Behälter austreten zu lassen. Dies geschieht mittelst eines Kettchens, welches ein Ventil auf dem Boden des Behälters öffnet; dieses Kettchen reicht zum Parapet hinauf, woselbst der Schleusenwächter seinen Standplatz hat.

Seil-Schiffszug. Die durchzuschleusenden Schiffe haben nicht nur die enge Schleusenkammer von rund 40 *m*, sondern auch die untere Durchlassöffnung *G* von rund 13 *m* Länge zu passiren, welche Passage, mittelst Menschenkraft ausgeführt sehr schwierig und zeitraubend wäre. Man muss daher auf mechanische Vorrichtungen Bedacht nehmen, welche diese Unzukömmlichkeiten beseitigen. Diese Aufgabe löst am besten ein Seilzug, welcher durch eine von der oberen Kanalhaltung betriebene Turbine bewegt werden kann. Diese Turbine wäre in der unteren Abschlussmauer einzubauen, und zwar müsste dieselbe einen Wasserzuführkanal von etwa 0·80 *m* Durchmesser erhalten, welcher einerseits mit der oberen Kanalhaltung, andererseits mit der unteren in Verbindung steht. Auf diese Weise könnte eine Kraft von rund 10 Pferdekräften gewonnen werden. Auf die Achse dieser Turbine wäre dann eine doppelte Seilrolle (Flaschenzug) aufzusetzen, über welche ein Drahtseil ohne Ende gelegt wird. Dieses Kabel müsste auf beiden Seiten der Schleusenkammer geführt werden, und zwar theils im Niveau der oberen, theils in jenem der unteren Kanalhaltung. In diesem letzteren Niveau muss dann das Kabel auf beiden Seiten der Durchlassöffnung und noch an beiden Flügelmauern des Unterhauptes entlang geführt werden.

Das Kabel muss selbstredend quer durch die Schleusenkammer, rund 3·70 *m* über dem Niveau der unteren Kanalhaltung an der Abschlussmauer geleitet werden. Man muss dasselbe in Nuthen einlegen, welche in den Mauerwerke, wo das Kabel läuft, angebracht werden. Behufs Ein- bezw. Austrittes des Schiffes wird man einfach ein kurzes Tau vom Schiffe aus an das Kabel befestigen und sodann die erwähnte Turbine langsam in Bewegung setzen.

Dauer der Schleusung. Wie die nachstehende Berechnung zeigt, braucht man zum Füllen der Schleusenkammer 6′ 26″, nämlich:

Entleerung der unteren Bassins in die Kammer . .	52″
„ „ mittleren „ „ „ „ . . .	44″
„ „ oberen „ „ „ „ . . .	52″
Vollfüllung durch die oberen Schützen	238″
in Summe .	386″

= 6′ 26″.

Die Entleerung der Schleusenkammer findet unter den gleichen Verhältnissen in 5′ 54″ statt.

Diese Ziffern sind durch zahlreiche Versuche bei den Schleusen des Kanales du Centre, welche eine Fallhöhe von 5·20 *m* besitzen, ermittelt. Man kann daher gestützt auf diese Erfahrungs-Resultate die Dauer der Schleusung folgendermaßen zusammenstellen:

a) Herbeiführen und Eintritt des Schiffes . .	3′ —
b) Schließen der Thore	—′ 40″
c) Füllung der Schleusenkammer	6′ 26″
d) Oeffnen der Thore	—′ 40″
e) Austritt und Ausweichen des Schiffes . .	3′ —″
Zusammen . .	13′ 46″

Die Ziffern der Posten *a)* und *e)* sind natürlich nur unter Zuhilfenahme des mechanischen Seilzuges erreichbar.

Bezüglich der Füllung und Entleerung der Schleusenkammer muss bemerkt werden, dass es nicht vortheilhaft erscheint, bei diesen Operationen große Geschwindigkeiten Platz greifen zu lassen, um weder in der oberen, noch in der unteren Kanalhaltung nachtheilige Bewegungen des Wassers zu erzeugen.

Man wird gut thun, die Dauer der Schleusenfüllung von 6′ 26″ auf 9′ 40″ zu erhöhen, also um die Hälfte zu verlängern, so dass die Gesammtdauer einer Durchschleusung mit 17′ angenommen werden kann. Um allen Zufälligkeiten beim Durchlaufen noch Rechnung zu tragen, geben wir noch weitere 3′ für diverse Zeitverluste hinzu (was immerhin übertrieben erscheint), so dass man unter allen Umständen mit 20′ für das Durchschleusen das Auslangen finden muss. Es können daher pro Stunde 3 Schiffe, somit in 24 Stunden 72 Schiffe leicht durchgeschleust werden. Diese Leistungsfähigkeit ist allerdings kleiner als jene der hydraulischen Aufzüge (Fontinettes, La Louvière, Anderton) mit 72 Schiffen in je 12 Stunden, aber gewiss ist sie für viele Fälle darnach angethan, dem Bedürfnisse vollauf Rechnung tragen zu können.

Die mittleren Geschwindigkeiten mit denen zu schleusende Schiffe während des Füllens der Schleusenkammer in den 4 Stadien aufwärtssteigen, sind aus nachfolgender Zusammenstellung zu entnehmen.

Die Geschwindigkeit des Aufsteigens wechselt zwischen 0·052 *m* und 0·036 *m*, Zahlen, die nach den auf dem Kanale du Centre gemachten Erfahrungen keineswegs als übertrieben oder außergewöhnlich angesehen werden können.

Bei den Schleusen dieses Canales, welche 5·20 *m* Gefälle besitzen, beträgt diese Geschwindigkeit 0·027 *m*; die Erfahrung zeigt, dass dabei keinerlei Wasserwirbel auftreten, dass die ganze Bewegung mit solcher Regelmäßigkeit und Ruhe erfolgt, dass die Schiffer es gar nicht für noth-

	Höhe der Hebung	Dauer	Mittlere Geschwindigkeit der Hebung per Sekunde	Bemerkungen
1. Schichte der Kammer, welche durch die unteren Bassins gefüllt wird .	4 m	1' 50"	0·036 m	Man setzt voraus, dass die Schützen nicht ganz geöffnet sind.
2. „ „ „ „ „ „ mittleren „ „ „ .	4 m	1' 50"	0·036 m	
3. „ „ „ „ „ „ oberen „ „ „ .	4 m	1' 50"	0·036 m	
4. „ „ „ „ „ „ Schützen der oberen Kanalhaltung gefüllt wird	8 m	4' 10"	0·032 m	Wenn die Schützen ganz geöffnet werden, würde die Füllung in ca. 7' erfolgen, wobei eine mittlere Geschwindigkeit von 0·047m erzeugt würde.
Summe . .	20 m	9' 40"		

wendig erachten, ihre Schiffe während des Durchlaufens irgendwie zu befestigen. Es erscheint daher der Schluss, dass diese Geschwindigkeit sehr mäßig ist, vollkommen gerechtfertigt, bezw. der Wunsch, diese Geschwindigkeit zu erhöhen, auch begründet ist.

Wir sind ferner der Ansicht, dass die Einleitung des Wassers in die Kammer in horizontalem Sinne und dies gleichzeitig auf die ganze Länge der Kammer, u. zw. von beiden Seiten, große Vortheile mit sich bringt, denn sobald man zwischen dem Niveau des ankommenden Füllwassers und dem Schiffsboden eine Wasserschichte von 1—2 m hat, kann man ohne Gefahr die Geschwindigkeit des weiter zuströmenden Wassers steigern.

Wasserverbrauch. Der Rauminhalt der Schleusenkammer beträgt . . . . 4452 m^3
der Rauminhalt der 6 Sparbassins entspricht einem Wasserersparnis von . . . . 2680 m^3
somit ist der Bedarf für eine Schleusung . . . 1772 m^3
oder in runder Ziffer 1800 m^3.

Dieser Wasserverbrauch ist zweifellos bedeutend, aber in vielen Fällen praktisch erreichbar. Nehmen wir an, dass 10 Schiffe nach aufwärts und selbstredend auch 10 Schiffe nach abwärts geschleust werden, so beträgt der Wasserverbrauch für diese 20 Schiffe 18.000 m^3. Dies ist beiläufig jene Wassermenge, welche täglich zur Speisung der Scheitelhaltung des Verbindungskanales der Saône mit dem Kanale de Bourgogne nothwendig ist, um die diversen Wasserverluste zu decken.

Selbstverständlich muss die Kanalhaltung, bei welcher solche Schleusen von 20 m Gefälle verwendet werden, eine genügend große Fläche erhalten, damit durch die Wasserentnahme bei der Durchschleusung keine größere Wasserspiegelsenkung als 0·10 m eintritt. Eine jede solche Kanalhaltung muss daher mindestens 800 m Länge und 23 m Breite (in der Wasserspiegelhöhe) erhalten.

Diese Ziffern beziehen sich natürlich auf die Normal-Dimensionirung der französischen Hauptkanäle.

Ist die angegebene Länge der Kanalhaltung nicht zu erreichen, so müssen kleine Sammelreservoirs der Länge der Kanalhaltung nach angelegt werden, aus denen das Wasser der Haltung zugeführt wird.

Kostenvoranschlag. Die Herstellungskosten der in Rede stehenden Schleuse setzen sich aus nachfolgenden Posten zusammen:

Erd- und Mauerarbeiten	Frcs.	746.554
Sämmtliche Eisentheile	„	50.725
Wächterhaus und Holzarbeit	„	14.560
Regiespesen (Auspumpen, Ueberwachung der Arbeiten), unvorhergesehene Arbeiten .	„	88.160
Totalsumme	Frcs.	900.000

In dem Betrage von 746.554 Frcs. für Erd- und Mauerarbeiten entfällt auf Erstere der Betrag von Frcs. 67.400, somit für Letztere 679.154 Frcs. Die Anschläge der einzelnen Posten sind reichlich zu nennen; als Grundlage hiefür dienten die thatsächlichen Auslagen bei dem Baue der verschiedenen neuen Schleusen des Kanales du Centre. Es unterliegt keinem Zweifel, dass im Falle der Ausführung der projektirten Schleusen ein Nachlass von 100.000 Frcs. zu erreichen ist. Die Kosten pro Meter Gefälle stellen sich somit im Maximum auf 900.000 : 20 = 45.000 Frcs., rund 20.000 fl. ö. W.

Bei dem hydraulischen Aufzuge von Fontinettes (Frankreich), dessen Herstellung bei einer Gefällsüberwindung von 18·13 m 1,870.000 Frcs. kostete, stellen sich die Kosten pro Meter Gefällsüberwindung auf 1,870.000 : 13·13 = 142.422 Frcs. Nehmen wir Rücksicht auf die außergewöhnliche Höhe der Herstellungskosten dieses Aufzuges *) und berücksichtigen wir, dass gegenwärtig ein ganz gleicher Aufzug um 1,100.000 Frcs. erbaut werden könnte, so käme noch immer der Preis pro Meter Gefällsüberwindung auf $\frac{1,100.000}{13·13}$ = = 83.777 Frcs., also fast noch einmal so hoch, als bei der projektirten Schleuse!

Ja selbst bei dem in La Louvière (Belgien) relativ billig erbauten hydraulischen Aufzug, der ein Gefälle von 15·40 m überschreitet und 1,500.000 Frcs. kostete, betragen die Anlagekosten pro Meter Gefälle 1,500.000 : 15·40 = = 97.400 Frcs., somit auch mehr als das Doppelte, als bei der in Rede stehenden Schleuse.

Der Schleusendienst erfordert nur zwei Mann; die Reparaturen sind nach den bisherigen Erfahrungen unbedeutend und die Instandhaltung nicht kostspielig.

*) Näheres hierüber in meinem Berichte über den Internationalen Kongress in Paris 1889 „zur Ausnützung der fließenden Gewässer", erschienen im III. Hefte 1890 der „Zeitschrift des österr. Ingenieur und Architekten-Vereines".

Schlussfolgerungen. Aus dem vorher Gesagten erscheint der Schluss wohl gerechtfertigt, dass mit solchen gemauerten Schleusen ebenso große Gefälls-Differenzen überwunden werden können, wie mit hydraulischen Schiffsaufzügen, dass diese Schleusen, bezüglich Betriebssicherheit dem Aufzuge unbedingt vorzuziehen sind, dass deren Dauerhaftigkeit eine bedeutend größere ist, dass die Herstellungskosten pro Meter Gefällsüberwindung nicht einmal die Hälfte jener der Aufzüge betragen und dass endlich auch deren Betriebs- und Instandhaltungskosten in gleichem Maße geringere sind. Die Leistungsfähigkeit dieser Schleusen dürfte für die Bedürfnisse der wichtigsten Kanäle ausreichend sein. Der einzige Nachtheil, der solchen Schleusen eventuell noch anhaftet, ist der relativ noch immer bedeutende Wasserverbrauch Immerhin dürften in der Nähe solcher Schleusen Zuflüsse ausfindig gemacht werden und sollte dies nicht der Fall sein, so berechtigen die früher erwähnten vielen und wichtigen Vortheile gewiss zur eventuellen Anlage eines Speise-Reservoirs, um den Bedarf an Schleusenwasser zu decken.

Das vorstehend beschriebene Schleusenprojekt ist von dem Ingénieur en chef G. Fontaine und dessen Mitarbeitern, den Ingenieuren Galliot und Moraillon unterzeichnet.

Nehmen wir die Nutzanwendung solcher Schleusen auf das uns nahe liegende Projekt des Donau-Oder-Kanales, so könnte man beispielsweise die Wasserscheide zwischen der Beczwa und Oder, welche gegenwärtig mit 10 Schleusen à 3·50 *m* im Aufstiege und mit 16 Schleusen à 3·50 *m* im Abstiege projektirt ist, mit 2, bezw. 3 Fontaine'schen Scheusen überwinden; statt mit 26 Schleusen hat man es also nur mit 5 Schleusen zu thun, d. h. man erspart $^4/_5$ der Schleusenzahl. Dies ist jedoch nicht der alleinige Vortheil; der weitaus maßgebendere Vortheil liegt in der Erlangung längerer Kanalhaltungen, auf welchen der mechanische Schiffszug zur Anwendung gelangen kann, welcher nicht nur in Bezug auf Verminderung der Zugkosten, sondern auch in Bezug auf Zeitgewinn von großem Werthe ist. Wenn wir auch einen Theil der übrigen Schleusen des in Rede stehenden Projektes, die alle mit 3·50 *m* Gefälle angenommen sind, den Terrain-Verhältnissen entsprechend, durch Fontaine'sche Schleusen ersetzen, so gehe ich nicht zu weit, wenn ich sage, dass weitere 15 Schleusen erspart werden könnten, so dass die Zahl von 86 Schleusen im bisherigen Projekte auf rund 50 reduzirt würde. Dies ist gleichbedeutend mit Gewinn an Zeit beim Durchschleusen und beim Fortbewegen der Schiffe in den längeren Kanalhaltungen, mit anderen Worten, man wird mit einem Schiffe pro Jahr mehr Reisen machen können, wodurch einerseits der Schiffergewinn ein größerer, andererseits der Frachtsatz ein billigerer sein kann. Nach einer allerdings nur flüchtig gemachten Rechnung könnte bei Anwendung von Schleusen mit großem Gefälle, ein Schiff in 300 Saisontagen um beiläufig 4—6 einfache Reisen in der Strecke Ostrau-Wien mehr machen, als bei der Verwendung von gewöhnlichen Schleusen mit geringem Gefälle. Es wird dabei Tag- und Nachtbetrieb vorausgesetzt.

Projekt einer geneigten Ebene für Schiffszüge.

Von A. Flamant, Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

Unter den Vorrichtungen, die dazu bestimmt sind, um mit Schiffen auf einmal größere Gefällsunterschiede zu überwinden, bieten die geneigten Ebenen gegenüber den vertikalen Schiffsaufzügen den großen Vortheil, dass mit ihnen noch bedeutend größere Gefälle überschritten werden können.

Alle bis heutzutage angewandten oder auch projektirten geneigten Ebene für Schiffsaufzüge sind, so weit ich darüber unterrichtet bin, derartig angelegt, dass das Schiff seiner Länge nach aufgezogen wird. Dies hindert selbstredend, der schiefen Ebene eine größere Neigung als $^1/_8$—$^1/_{10}$ zu geben, da sonst die Kammer, welche dazu bestimmt ist, das Schiff aufzunehmen, im rückwärtigen Theile eine für die Stabilität gefährliche Höhe erhielte.

Die geneigte Ebene muss nach dem Gesagten mindestens eine Länge erhalten, welche der acht- bis zehnfachen Höhe, die zu überwinden ist, gleichkommt; eine Folge davon ist, daß die Arbeit zur Ueberwindung der passiven Widerstände, welche bei Inbewegungsetzung der Schiffskammer auftreten, sehr bedeutend ist und daher auch sehr kräftige Bewegungsmaschinen erfordert.

Diese Unzukömmlichkeiten lassen sich vermeiden, wenn die das Schiff aufnehmende Kammer in der Querrichtung gehoben wird. In diesem Falle kann man der schiefen Ebene eine viel größere Neigung geben, wodurch einerseits die Länge dieser Ebene (im Sinne der Bewegung der Kammer) andererseits die passiven Widerstände ganz bedeutend verringert werden. Die nachfolgende Skizze zeigt am besten, in welchem Maße bei wachsendem Neigungswinkel der schiefen Ebene die zur letztern aus dem Gewichte der aufzuziehenden Kammer sich ergebende normale Komponente, sowie der Weg der Kammer, also zwei Größen welchen die Reibungsarbeit proportional ist, abnehmen.

Fig. *e*.



Nach Fig. *e* ist die zur schiefen Ebene normale Komponente $n = Q \cos i$, worin Q das Gewicht der Kammer, des Schiffes und des nothwendigen Schwimmwassers bedeutet. Bei einem Neigungsverhältnisse von $H : B = 1 : 2$, somit $\operatorname{tg} i = \frac{1}{2}$, ergibt sich $n = Q \,.\, 0{\cdot}89428$.

Bei einem Neigungsverhältnisse $H_1 : B_1 = 1 : 10$, ergibt sich $\operatorname{tg} i_1 = \frac{1}{10}$, und $n_1 = Q \,.\, 0{\cdot}99497$.

Der Reibungswiderstand ist sonach im Falle 1 um volle 10%, der Weg um rund 80% kleiner als im Falle 2. Aus diesen Zahlen dürfte wohl zur Genüge ersichtlich sein, dass die gleiche Aufzugsgeschwindigkeit für beide Anordnungen vorausgesetzt, die mit 1 : 2 geneigte Ebene viel leistungsfähiger sein muß, als jene mit 1 : 10.

Die Querstellung der Schiffskammer bietet aber noch einen weitern, sehr wichtigen Vorzug den gewöhnlichen

geneigten Ebenen gegenüber, nämlich eine größere Leichtigkeit und Schnelligkeit der einzelnen beim Aufziehen, resp. Herabführen der Schiffskammer vorkommenden Manöver. Bei den gewöhnlichen schiefen Ebenen sowohl, auf welchen die Schiffskammer der Länge nach bewegt wird, als auch bei den vertikalen Schiffsaufzügen (ascenseurs), kann die bewegliche Kammer nur dadurch mit der einen oder anderen Kanalhaltung in Verbindung gebracht werden, dass die eine oder die andere der Abschlussthüren der Kammer geöffnet wird.

Das Schiff, welches mit der Kammer gehoben oder gesenkt wurde, muss nun ganz aus der Kammer heraustreten und eine Ausweichstelle aufsuchen; erst dann kann ein anderes Schiff in die Kammer wieder eintreten. Ein voll beladenes Schiff muss bei seinem Eintritte in die Kammer das darin befindliche Wasser verdrängen, welches nun eine der Schiffsbewegung entgegengesetzte Richtung zu seinem Austritte nimmt; dies ist der Grund, warum dieses Manöver, trotz Anwendung mechanischer Hilfsmittel zum Hineinziehen der Schiffe in die Kammer, noch immer sehr zeitraubend ist und dergestalt auf den flotten Schiffsbetrieb lähmend wirken muss.

Wird jedoch die Schiffskammer nach der Querrichtung bewegt, so legt sich die Kammer am Ende ihres Weges an die Seite der Banquetts der oberen, bezw. unteren Kanalhaltung an (siehe Fig. 2, Taf. IV), und es genügt, diese beiden Kanalhaltungen auf jeder Seite der geneigten Ebene um je eine Schiffslänge zu verlängern, damit die Kammer — nachdem die Abschlußthüren an ihren beiden Enden umgelegt wurden — nun auf beiden Seiten mit der betreffenden Kanalhaltung frei kommunizirt, so dass ein Schiff aus der Kammer auf eine Seite heraustreten, während gleichzeitig ein anderes Schiff auf der anderen Seite eintreten kann. Dieses lässt sich ohne jede Schwierigkeit, ohne jede Wasserstauung ausführen; die Dauer der Schiffseinbringung wird auf diese Weise um die Hälfte gegenüber der, bei den gewöhnlichen geneigten Ebenen und bei den vertikalen Aufzügen hiezu nothwendigen Zeit vermindert. Es ist selbstverständlich, dass diese Zeitersparnis auf die Leistungsfähigkeit im Schiffsverkehre von dem günstigsten Einflusse sein muss.

Auf Grund dieses Gedankenganges hat nun die Gesellschaft zu Fives-Lille (Frankreich) das Project für eine geneigte Ebene von 30 *m* Gefällshöhe in allen Einzelheiten ausgearbeitet.

Wie bereits eingangs erwähnt, wurde das Verhältnis der Höhe zur Länge wie 1 : 2 angenommen (entsprechend einem Neigungswinkel von rund 26° 35′). Bezüglich der Verminderung der passiven Widerstände wäre es freilich vortheilhafter, diesen Neigungswinkel zu vergrößern; man müsste jedoch in diesem letzteren Falle auch die Widerstandsfähigkeit und das Gewicht der Ketten, welche die Schiffskammer zu bewegen haben, vergrößern, was nicht zweckmäßig erscheint. Bei der vorgeschlagenen Neigung von 1 : 2 hingegen bleibt das Gewicht der Ketten innerhalb annehmbarer Grenzen.

Taf. IV, Fig. 1 und 2, zeigt die Seitenansicht und die Draufsicht der in Rede stehenden geneigten Ebene, und zwar ist dieselbe für einen Hauptkanal mit bedeutendem Schiffsverkehre gedacht, somit doppelt angelegt. Sie setzt sich aus zwei Schiffskammern zusammen, wovon jede hinreichend groß ist, um Schiffe von rund 300 *t* Ladung aufnehmen zu können, also den Schiffen der französischen Hauptkanäle entsprechend. Diese Schiffe haben eine Länge von 38·50 *m*, eine Breite von 5·00 *m* und einen Tiefgang von 1·80 *m*.

Diesen Schiffsdimensionen entsprechend, wurde die Kammer mit 44·950 *m* Länge und 5·600 *m* Breite angenommen, während die Höhe derselben mit 2·700 *m* bestimmt wurde, wovon 2·100 *m* auf die Wassertiefe entfallen, so dass ein vollgetauchtes Schiff in der Kammer noch 2·100 *m* — 1·800 *m* = 0·300 *m* Wasser unter seinen Boden findet. (Siehe Fig. 4, Taf. V.) Die Kammer wird aus zwei vertikalen Längsblechwänden von je 3·400 *m* Höhe gebildet, wovon 2·700 *m* über und 0·700 *m* unterhalb des eigentlichen wasserdichten Bodens der Kammer liegen. Letzterer wird durch Doppel-T-Träger unterstützt, welche in Entfernungen von 3·750 *m* angelegt sind. Die ganze Kammer ruht auf einem gitterträgerförmigen Aufbau (Fig. 1 und 4, Taf. V), der an seinen unteren Enden mit dem Wagengestelle fest verbunden ist.

Dieses Wagengestelle oder Wagenrahmen wird aus Kastenträgern gebildet, an deren unteren Flächen die Lager für die Laufräder des Wagens befestigt sind (Fig. 4, Taf. V), und zwar ruht der Wagen, den vier Geleisen *g g* der geneigten Ebene entsprechend, auf $4 \times 8 = 32$ Räderpaaren. Der Durchmesser dieser Räder beträgt 1 *m*, deren Spurweite ebenfalls 1 *m*.

Was nun die geneigte Ebene anbelangt, so ist aus Fig. 5, Taf. IV deren Querschnitt in deutlicher Weise gegeben. Man ersieht hieraus, dass ihre Breite mit 45 *m* angenommen ist, dass sowohl die vier Geleise *gg*, als auch die vier Zahnstangen *z z* für die weiter unten beschriebenen Fangvorrichtungen auf mächtigen Betonfundamenten aufruhen, bezw. ganz eingelassen sind. Die Entfernung der Geleisemittelachsen beträgt 11·25 *m*, während die Zahnstangen zwischen den beiden äußeren Geleisen symmetrisch eingebaut erscheinen, somit eine Achsen-Entfernung von 11·25 : 3 *m* = 3·75 *m* besitzen.

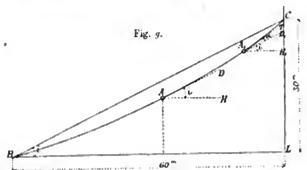
In der Mittelachse der geneigten Ebene ist die Führung des ganzen Kammerwagens (Fig. 5, Taf. IV) eingebaut; dieselbe besteht aus hölzernen Quer und Längsschwellen. Diese letzteren, welche hochkantig stehen, tragen je ein Schienenpaar, auf welchem, dem oberen und unteren Rahmen-Ende entsprechend, je zwei Paare Führungsrollen *ff* laufen. Dadurch wird eine zu der Längsachse der geneigten Ebene parallele Bewegung des Wagens sichergestellt.

Die Gesammtbreite einer Ebene beträgt 45 *m*, welche sich an dem oberen und unteren Ende durch den Anschluß der Häupter der Schiffskammern auf 57 *m* vergrößert.

Zwischen den beiden geneigten Ebenen sind in der oberen und unteren Kanalhaltung Ausweicheplätze eingebaut, welche die Breite der Haltung auf 29·300 *m* (untere

Haltung), bezw. 27·800 *m* (obere Haltung) bringen. Aus der Fig. 2, Taf. IV ist ferner noch ersichtlich, dass die beiden Banquetts der oberen, bezw. auch der unteren Kanalhaltung oder, was dasselbe ist, die Achsen der Kammern in den beiden Endlagern um 5·50 *m* gegen einander verschoben liegen. Dies hat darin seinen Grund, damit zwei Schiffe sich ausweichen können, von welchen das eine in die eine Kammer eintritt, während ein zweites Schiff gleichzeitig an der anderen Kammer austritt.

Wir kommen nun zu einem weiteren wichtigen Theile, nämlich zu den sogenanten Aufhänge- oder Kupplungsketten (Fig. 2, Taf. IV). Die beiden Schiffskammern sind nämlich an ihren nach aufwärts gekehrten Längsseiten auf starken Ketten aufgehängt, dergestalt, dass sich diese Kammern Kammer *II* befestigten Leitrollen und von diesen endlich zu dem zweiten Endpunkte *C* dieser Kette.*)



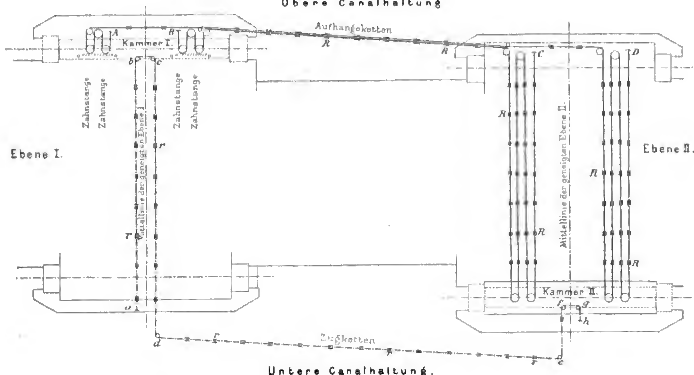


Fig. *f.*

im Gleichgewichte halten. Geht eine Kammer über die geneigte Ebene hinauf, so gleitet gleichzeitig die zweite Kammer auf der geneigten Ebene hinunter.

Das Schema dieser Kettenführung ist aus der vorstehenden Skizze Fig. *f* ersichtlich, und zwar in vollgezogenen Linien; bei *A* ist die Befestigung der einen Kette, welche über vier parallel zur geneigten Ebene *I* liegende Leitrollen geht, um sodann über normal zur geneigten Ebene stehende Führungsrollen *R R* zur zweiten geneigten Ebene *II* zu gelangen und schließlich mit Benützung von Leit- und Führungsrollen in *D* den zweiten Befestigungspunkt zu finden.

Die zweite Aufhängekette beginnt ähnlich wie die frühere an der Kammer *I* im Befestigungspunkt *B*, geht sodann über Leit- und Führungsrollen, um die an der

Um einerseits das wechselnde Gewicht dieser Ketten (während der Auf- und Abbewegung der Schiffskammern) auszugleichen, ferner um den Gleichgewichtszustand der beiden Kammern an jeder Stelle der geneigten Ebene herzustellen, hat Herr Bassères, Ingenieur der Firma Fives-Lille, nach eingehenden Rechnungen folgenden Vorschlag gemacht: Man gestalte das Profil der geneigten Ebene nicht

*) Die Schiffskammer hängt, wie aus der Fig. *f* ersichtlich ist, auf 8 Kettensträngen; die Beanspruchung eines solchen Stranges beträgt, mit Berücksichtigung des totalen Kammergewichtes, bezw. der entsprechenden, zur geneigten Ebene parallelen Komponente, ferner mit Berücksichtigung des Gewichtes der Kette und der auftretenden Reibungswiderstände circa 60 Tonnen. Wie man sieht, ist diese Beanspruchung nicht besonders gross zu nennen, da ja für grosse Schiffskrahne die Inanspruchnahme der Kettenstränge bis auf 180 Tonnen steigt, ohne irgend welche Umstände zu verursachen.

als gerade Linie, sondern als konkaven Kreisbogen, welcher, unter der Voraussetzung, dass die geneigte Ebene 1 zur Höhe und 2 zur Basis habe, eine größte Pfeilhöhe von 32 *cm* erhält.*)

Es sei in Fig. *g* i der mittlere Neigungswinkel der geneigten Ebene, $DAH = \sphericalangle i$, wobei AD die Tangente an die unbekannte Kurve im Punkte A, also $\parallel$ zu BC und AH eine Horizontale ist. Dieser Punkt A liege in der halben Länge der Kurve. Nehmen wir nun einen andern Punkt A' der unbekannten Kurve, welcher von dem Punkte A um die Distanz $AA' = x$ entfernt liegt; ziehen wir auch hier eine Tangente $A_1 T_1$ welche mit der zu AD parallel geführten Linie $A_1 D_1$ den Winkel $TA_1 D_1 = \alpha$ einschließt, so ergibt sich Winkel $TA_1 H_1 = \alpha + i$.

Es sei nun Q das Gewicht der im Punkte A_1 befindlichen Schiffskammer, so wird die zur Tangente $A_1 T$ parallele Kompunente m' dieses Gewichtes gleich sein

$$m' = Q \cdot \sin(\alpha + i) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (1$$

Befindet sich die Kammer im Punkte A, so ist diese Komponente

$$m = Q \cdot \sin i \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (2$$

Damit nun das statische Gleichgewicht der Kammer mit Rücksicht auf das Gewicht der Anhängeketten nicht gestört werde, muß die Differenz der dem Kammergewichte in den beiden erwähnten Positionen entsprechenden Komponenten m und m', gleich der Tangential-Komponente des in der Strecke AA_1 liegenden Kettengewichtes sein.

Bezeichnen wir mit q das Gewicht eines laufenden Meters der Kette, so ist das Gewicht der in der Strecke AA_1 liegenden Kette $= q \cdot x$, daher die Tangential-Komponente $q \cdot x \cdot \sin i$.

Es muss daher für den Gleichgewichtszustand $Q \sin(\alpha + i) - Q \sin i = q\, x \sin i$ sein.

Mit Berücksichtigung des Umstandes, dass α sehr klein, also $\cos \alpha$ nahezu $= 1$ und $\sin \alpha$ nahezu $= \alpha$ ist, wird $\sin(\alpha + i) = \alpha \cdot \cos i + \sin i$ somit die obige Gleichung

$$Q \cdot \alpha \cos i = q \cdot x \sin i \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (3$$

woraus

$$\alpha = \frac{q}{Q} \cdot x \operatorname{tg} i \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (4$$

Aus dieser Gleichung ist ersichtlich, daß der Winkel α der Strecke x proportional ist, eine Bedingung, die nur bei der Kreislinie zutrifft.

Setzt man nun in dem vorliegenden Falle für Q und q die entsprechenden Gewichtszahlen ein und für x den Werth $\frac{BC}{2} = \frac{67\,m}{2} = 33{\cdot}50\,m$ (d. i. die halbe Länge der geneigten Ebene), so findet man den Werth von α im Endpunkte C, und zwar ist $\alpha = 0^0\,59'$, wenn die Kammer mittelst der Zugketten (von denen später die Rede ist) bewegt wird, und $\alpha = 1^0\,8'$, wenn die Kammerbewegung durch das Gewicht einer Wasserschichte in der oberen Kammer hervorgerufen wird.

Aus diesem so gefundenen Werthe von α berechnet sich leicht die Pfeilhöhe des Bogens, und zwar im ersteren Falle mit 0·28 *m* im zweiten Falle mit 0·32 *m*, also im Mittel mit 0·30 *m*.

*) Die Berechnungen Bassères wurden speciell für eine geeignete Ebene von 60 *m* Basis und 30 *m* Höhe durchgeführt.

Durch Annahme einer derartig gekrümmten Fläche hat selbstredend die Kammer in ihrer Endstellung keine absolut vertikale Lage, d. h. die vertikalen Wände der Kammer werden nicht genau vertikal und der Boden der Kammer nicht genau horizontal sein; da jedoch diese Abweichung $^1/_{50}$ nicht überschreitet, so kann das Schiff ganz frei in der Kammer schwimmen.

Durch Einführung einer solchen Fläche sind somit die Bedingungen erfüllt, damit das ganze System sich beständig im statischen Gleichgewichte befindet; daraus folgt, dass die Kraft, welche zur Bewegung der Kammerketten nothwendig ist, konstant bleibt.

Diese bewegende Kraft kann, wenn in der oberen Kanalhaltung genügend Wasser vorhanden ist, auch in Gestalt einer Wassermasse von 120 m^3, welche in die obere Schiffskammer eingelassen wird und einer Schichte von ungefähr 50 *cm* entspricht, gewonnen werden. Man kann also hier ebenso, wie bei den hydraulischen Schiffsaufzügen, ohne Zuhilfenahme eines speziellen Motors, die Bewegung der Schiffskammern veranlassen.

Ist nicht genügend Wasser in der oberen Kanalhaltung zu dem oben genannten Zwecke vorhanden, so stellt man eine Dampfmaschine auf, welche rund 150 HP. haben müsste. Diese Maschine hat sodann die Zugkette (siehe punktirte Linien in der vorstehenden Skizze Fig. *f*) in Bewegung zu setzen. Die schematische Darstellung dieser Kette zeigt in *a* den einen Fixpunkt, von welchen aus die Kette über die an der Kammer *I* befestigten Leitrollen *b* und *c* geht, um dann über eine Anzahl Führungsrollen *r r* mittelst der Leitrolle *d* zur eigentlichen Kraft-Antriebsrolle *e* zu gehen, von welcher aus die Weiterführung der Kette um die beiden an der Kammer *II* befestigten Leitrollen *f* und *g* zum andern Fixpunkt *h* erfolgt.

Die Art und Weise des Antriebes der Rolle *e* ist allerdings aus der Zeichnung Taf. IV, Fig. 3 und 4 nur schematisch ersichtlich, nachdem der kleine Maßstab dieser Figuren das Einzeichen der Transmissionswellen — behufs Wahrung der Deutlichkeit — nicht gestattete. Von der Betriebsmaschine geht nämlich eine horizontal gelagerte Transmissionswelle ab, an derem Ende durch konische Zahnräder die Bewegung auf die zur Antriebsrolle *e* normalstehende Welle weitergeleitet wird. Die Antriebsrolle liegt in der Ebene der Zugrichtung der Kette. Die Zugkette selbst liegt in einer entsprechend weiten eisernen Rohrleitung.

Bremsvorrichtung für die Schiffskammern. Es dürfte nicht überflüssig sein, die Vorrichtung näher zu besprechen, welche dazu bestimmt ist, im Falle des Reissens der Aufhängeketten die Schiffskammern sofort aufzuhalten.

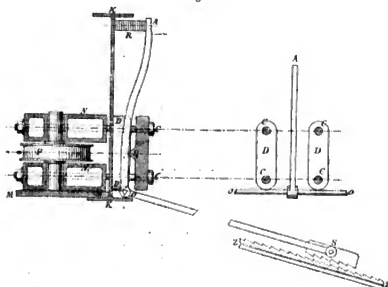
In nebenstehender Skizze Fig. *h* stellt *K K* die Traverse des Wagengestelles der Schiffskammer dar, welche bei *o* die Drehachse des Winkelhebels *S o A* aufnimmt. Das eine Ende dieses Hebels trägt bei *S* eine Art Bremsklotz, welcher an seiner unteren Fläche Zähne von der gleichen Theilung trägt, wie jene der Zahnstange *Z Z*. Das andere Ende des Hebels *A* stützt sich auf eine starke Blattfeder *R*, welche

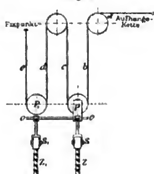
einen Druck von rund 10 Tonnen auszuüben im Stande ist. P stellt die Leitrolle dar, über welche die Aufhängekette der Schiffskammern führt; die Achse dieser Rolle ruht in starken Lagern $N N_1$. Die untere Fläche des Lagerbockes N_1 ist gehobelt und ebenso die zugehörige Fläche der Grundplatte $M M$. In $C C$ sind vier starke Bolzen zu je 75 *mm* Dmtr. ersichtlich, welche die Lagerböcke, die Traverse des Gestelles, die beiden Stützklötze $D D$ und endlich die Preßplatte B passiren. Diese Pressplatte, welche aus Gußstahl hergestellt ist, hat in B einen Vorsprung, mit welchem sie an dem Hebeldarm $o A$ vorliegt.

Wenn nun durch die Aufhängekette auf die Rolle ein Zug in der Pfeilrichtung ausgeübt wird, so bewegt sich der Lagerbock auf der gehobelten Fläche $M M$ in der gleichen Richtung; die Bolzen $C C$ ziehen die Preßplatte B nach sich, bis dieselbe an die Stützklötze $D D$ anzuliegen kommt, wodurch die Feder R mittelst des Hebels $o A$ zusammengepresst wird. Wenn nun die Aufhängekette reißt — oder die Achse $o o$ des oben besprochenen Winkelhebels auch bis zur zweiten Leitrolle hinreicht, um daselbst den Hebelarm S mit dem Bremsklotz S_1 aufzunehmen, welcher der zweiten Zahnstange Z_1 entspricht. Reißt nun die Kette an irgend einer zwischen a und c gelegenen Stelle, so wird im gleichen Augenblicke nicht mehr der normale Zug auf die Rolle P, bezw. auf deren Lager ausgeübt, wodurch die Feder R in Thätigkeit tritt d. h. die Bremsklötze S und S_1 an die Zahnstangen Z und Z_1 anpresst. Die andere, nicht gerissene Aufhängekette hält die symmetrisch gelegene andere Hälfte der Schiffskammer und wird in dieser Wirkung noch durch die an anderer Stelle bereits besprochene centrale Führung (Taf. IV, Fig. 5 und Taf. V, Fig. 3) kräftigst unterstützt.

Die Zahnstangen $Z Z_1$ sind aus Stahl und derart dimensionirt, dass eine jede im Stande ist, einen plötzlichen Zug von 120 *t* mit Sicherheit zu ertragen. Die Fig. 5 auf Taf. IV zeigen die Lagerung dieser Zahnstangen mit ihren Längs-

Fig. h.





auch, wenn der Zug dieser Kette unter 40 Tonnen sinkt, so drückt die Feder R das Hebelende A von der Traverse weg, wodurch das andere Hebelende S sofort an die Zahnstange $Z Z$ gepresst wird.

Die Entfernung $o B$ ist $^1/_8$ der Entfernung $o S$ und $^1/_4$ von $o A$, so dass, wenn der Punkt B der Pressplatte nur um 1 *cm* von seiner normalen Lage abweicht, das Hebelende A um 4 *cm* und das Ende S um 8 *cm* aus ihrer Lage bewegt werden, welch' letztere Bewegung hinreichend ist, um das Eingreifen bezw. Abheben des Bremsklotzes von der Zahnstange zu bewerkstelligen, da die Tiefe der Zahnstangenzähne nur 4 *cm* beträgt.

Wie aus der Tafel IV, Fig. 2 ersichtlich ist, trägt jede Schiffskammer vier Leitrollen, entsprechend den vier Zahnstangen, diese vier Leitrollen sind zu je zwei gruppirt, über welche je eine Aufhängekette läuft (siehe nebenstehende Skizze Fig. *k*). Die früher beschriebene Bremsvorrichtung ist nur an einer dieser beiden Leitrollen, nämlich in P montirt, während und Querverbindungen in einer mächtigen Betonschichte, welche schon durch ihr Gewicht allein hinreicht, einem Ausreißen der Zahnstangen entgegenzuwirken. Der Zug von 120 *t* entspricht der von den Aufhängeketten ausgeübten Wirkung; er ist somit bedeutend größer als jene Kraft, welche nothwendig ist, um die Schiffskammer in Ruhe zu halten. Der Zug der Ketten übertrifft nämlich die zur geneigten Ebene parallele Komponente (von dem Gewichte der Kammer herrührend) um den Betrag der Reibung.

Für den im Projekte berechneten Fall beträgt diese Komponente 393 *t*, es müssen daher, im Falle des Reißens der Ketten, die Zahnstangen mit dieser Kraft, vermindert um den Betrag der rollenden Reibung, widerstehen. Die Reibung beträgt rund 7 *t*, somit werden die vier Zahnstangen bei einem Kettenbruche mit $\frac{393-7}{4} = \frac{386}{4} = 96^1/_2\ t$, also mit weniger als 100 *t* beansprucht, während sie thatsächlich für

120 t dimensionirt sind. *) Für die Kraft von 120 t werden die Zahnstangen mit 10 kg pro Quadratmillimeter beansprucht. Es ist dies keine außergewöhnliche Beanspruchung für Stahlmateriale; übrigens hat eine ähnliche Zahnstange bereits ihre Probe bei der Hebebrücke de la Vilette (Paris) glänzend bestanden.

Bezüglich der Rückwirkung im Falle des Reißens der Aufhängeketten auf die in den Kammern schwimmenden Schiffe lohnt es sich wohl der Mühe, darüber näher einzugehen. Dem vorliegenden Projekte gemäß werden die auf- und abwärts bewegten Schiffskammern eine Geschwindigkeit von 0·20 m per Sekunde erhalten. Im Falle nun eine Kette reißt, wird selbstverständlich die Schiffskammer sofort mittelst der eben beschriebenen Bremsvorrichtung zum Stillstande gebracht, während das in der Kammer schwimmende Schiff dem Trägheitsgesetze folgend, die relative Geschwindigkeit von 0.20 m beibehält; diese Geschwindigkeit wird jedoch in hinreichender Weise durch die 20—25 cm starke Wasserschichte, welche sich auf beiden Seiten zwischen Schiffs- und Kammerwand befindet, vernichtet. Der Stoss, welchen also das Schiff mittelbar gegen die Kammerwände ausübt, wird ein sehr sanfter sein, denn die Geschwindigkeit von 0·20 m pro Sekunde entspricht einer Fallhöhe von $h = \frac{v^2}{2g} = \frac{0 \cdot 02^2}{20} = 0 \cdot 002\ m$, also nur 2 mm.

Der Stoss auf die Kammerwände wird, wie bereits gesagt, einer noch geringeren Geschwindigkeit als 0·20 m entsprechen, weil ja die Wasserschichten einen großen Theil der Arbeitsleistung aufnehmen, bezw. vernichten.

Leistungsfähigkeit der gekuppelten geneigten Ebene. Bezüglich der Leistungsfähigkeit solcher Schiffsaufzüge in Hinsicht auf den Schiffsverkehr möge zunächst die zur Durchführung der einzelnen Manöver nothwendige Zeit zusammengestellt werden.

Die Länge der geneigten Ebene beträgt, bei Annahme von $B = 60\ m$ als Basis und $H = 30\ m$ als Höhe, $L = \sqrt{60^2 + 30^2} = 67\ m$. Zur Zurücklegung dieses Weges von 67 m braucht man, bei einer Geschwindigkeit von 0·20 m pro Sekunde (= 12 m pro Minute)

$\frac{67}{12}$ = ...	5 Min.	35 Sek.
zum Oeffnen der Kammerthüren . .	1 „	— „
zum Schließen der Kammerthüren .	1 „	— „
Aus- und Eintritt der Schiffe . . .	3 „	— „
Summe . .	10 Min.	35 Sek.

oder rund 11 Minuten.

*) Das Gesammtgewicht einer Schiffskammer setzt sich folgendermaassen zusammen:

Wasser in der Kammer	530 t
Kammergewicht selbst	120 t
Kammerträger und Wagenrahmen	140 t
Laufräder, Führungsrollen	60 t
Kettenrollen, Achsen etc.	30 t
Gesammtgewicht . .	880 t

Dieses Gewicht zerfällt bei der in Rede stehenden geneigten Ebene: *a*) in eine zu dieser normalen Componente von 788 t und *b*) in eine zur gewissen Ebene parallele Componente von 398 t.

Die Erstere, rund mit 800 t angenommen, vertheilt sich auf die 64 Laufräder mit je $12\frac{1}{2}$ t oder pro Achse mit 25 t.

Man kann daher ganz gut fünf Manöver pro Stunde ausführen, somit in 12 Stunden $5 \times 12 = 60$ Schiffe von der unteren zur oberen Kanalhaltung und gleichzeitig $5 \times 12 = 60$ Schiffe von der oberen zur unteren Kanalhaltung befördern, d. h. 120 Schiffe pro Tag zu 12 Stunden, daher in jährlichen 300 Arbeitstagen $300 . 120 = 36.000$ Schiffe in beiden Richtungen zusammen befördern. Nehmen wir nur eine mittlere Schiffsbelastung von 150 t an, so ermöglicht eine derartig geneigte Ebene $36.000 \times 150 = 5,400.000\ t$ Jahresverkehr zu bewältigen, eine Ziffer, wie sie bei den höchst frequentirten Binnenschifffahrtskanälen heutzutage noch nirgends erreicht wird.

Anlagekosten. Bezüglich der Anlagekosten einer derartigen gekuppelten geneigten Ebene seien die mir vom Projektanten freundlichst zur Verfügung gestellten, allerdings nur angenäherten Ziffern nachstehend angeführt. Ich verbinde hiebei noch den Zweck, daß uns österreichischen Ingenieuren ein Vergleichungsmaß bezüglich der Einheitssätze für die verschiedenen Arbeiten bezw. Materialien in die Hand gegeben werde.

1. Gekuppelte Ebene.

	Kilogramm		Francs	Francs
Zwei Schiffskammern aus Eisenblech (Blechnähte alle verstemmt)	260.000	à	0·55 =	143.000
Gestelle für diese Kammern aus Eisenblech	310.000	à	0·40 =	124.000
Laufrollen und deren Lager	130.000	à	0·60 =	78.000
Leitrollen der Kammern sammt Lager .	12.000	à	0·60 =	7.200
Schienen für obige Rollen	95.000	à	0·22 =	20.900
Stählerne Zahnstangen	64.000	à	0·90 =	57.600
Gusseiserne Lagerung der Zahnstangen .	160.000	à	0·40 =	64.000
Aufhängeketten (Kuppelungsketten) der beiden Schiffskammern	135.000	à	0·90 =	121.500
Zugketten	35.000	à	0·90 =	31.500
Verschiedene Theile aus Schmiedeeisen .	80.000	à	1·20 =	96.000
„ „ „ Gusseisen . .	141.000	à	0·40 =	56.400
„ „ „ Gussstahl . .	13.000	à	0·95 =	12.350
„ „ „ schmiedb. Stahl.	24.000	à	1·50 =	36.000
Eichenholz	400 m^3	à	200·00 =	80.000
Beton	15.000 m^3	à	18·00 =	270.000
Diverses Mauerwerk	14.000 m^3	à	25·00 =	350.000
Totale für die gekuppelte Ebene . .				1,548.450

2. Maschinelle Einrichtung.

Zwei Betriebsdampfmaschinen von zusammen 150 HP. / Drei Dampfkessel zu je 125 m^2 Heizfläche	180.000
Transmissionswellen	25.000
Maschinenhaus, Rohrleitung, Kamin	30.000
Totale der voraussichtlichen Spesen . .	1,783.450
Unvorhergesehene Auslagen zirka 12 %	216.550
Somit Gesammtauslagen . .	2,000.000

Dieser Betrag kann selbstverständlich bedeutend verringert werden, wenn die obere Kanalhaltung genügend Wasser besitzt, da in diesem Falle die Auf- und Abbewegung der Schiffskammern durch das Uebergewicht der oben stehenden Kammer in Gestalt einer Wassermasse von 120 m^3 Inhalt bewerkstelligt werden kann. Es entfallen somit die oben unter 2 angeführten Posten der maschinellen Einrichtung, überdies aber noch jene Auslagen, die sonst für Zugketten und deren Zubehör nothwendig werden, so dass in diesem Falle sich die Gesammtauslagen auf 1,700.000 Frcs. belaufen.

Es muss hier noch auf einen weiteren Umstand aufmerksam gemacht werden, der sehr zu Gunsten der geneigten

Ebenen überhaupt spricht, nämlich dass die zur Bewegung der Schiffskammer nothwendige Kraft unabhängig von der Höhe der geneigten Ebene ist, d. h. zur Ueberwindung eines Gefälles von beispielsweise 50 *m* braucht man keine stärkere Maschine als jene, die zur Ueberwindung von 30 *m* nothwendig ist. Hat man es mit einem Gefälle von 50 *m* zu thun, so werden offenbar nur jene Ausgabsposten im beiläufigem Verhältnisse von 50:30 oder 5:3 wachsen, welche direkt im Zusammenhang mit der Länge der geneigten Ebene stehen, also: Schienen, Zahnstangen, Gestelle für diese letzteren, Aufhängeketten, Eichenholz, Beton und verschiedene kleinere Theile, welche Posten zusammen etwa Frcs. 450.000 ausmachen, so dass mit einem Gesammtbetrage von Francs 2,450.000 ein Gefälle von 50 *m* überwunden werden kann, falls Maschinen zur Kammerbewegung nothwendig sein sollten, und 2,150.000 Frcs., wenn in der oberen Kanalhaltung genügend Wasser vorhanden ist.

Im Vergleiche mit den hydraulischen Aufzügen stellen sich die Baukosten zur Ueberwindung von je 1 *m* Gefälle folgendermaßen:

Aufzug zu Anderton . . $\frac{1.221.000}{15\cdot35}$ = Frcs. 79.543

„ „ Fontinettes . $\frac{1,870.000}{13\cdot13}$ = „ 142.421

„ „ La Louvière $\frac{1,500.000}{15\cdot40}$ = „ 97.402

Vorliegendes Projekt . . $\frac{2,150.000}{50}$ = „ 43 000

Es muss hier jedoch ausdrücklich betont werden, dass die Baukosten bei dem hydraulischen Aufzuge zu Fontinettes durch das Zusammentreffen widriger Umstände (hohe Grundeinlösung, außergewöhnlich hohe Einheitspreise, schwieriges Fundirungsterrain etc.) außergewöhnlich hoch waren. Heute würden die Baukosten eines gleich großen Aufzuges auf nur 1,100.000 Frcs. zu stehen kommen, somit pro Meter Gefälle 83.777 Frcs.. Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, dass die Baukosten pro Meter Gefällshöhe bei der Flamant'schen gekuppelten Ebene um ungefähr 50 % billiger sind, als bei den hydraulischen Aufzügen.

Der Gedanke, die Baukosten dieser projektirten Schiffaufzugsebene mit den Baukosten bereits ausgeführter schiefer Ebenen (Blackhill in Schottland, Elbing in Preußen etc.) zu vergleichen, liegt wohl nahe, jedoch lässt sich ein solcher Vergleich nicht gut anstellen, weil die bestehenden schiefen Ebenen nur für Schiffe von 20 bis 70 *t* ausgeführt wurden, daher relativ geringe Anlagekosten verursachten (11.300 bezw. 30.000 Frcs. pro Meter Gefälle für die oben erwähnten Ebenen von Blackhill und Elbing).

Bei dem vorstehenden Vergleiche zwischen den Anlagekosten der Flamant'schen gekuppelten geneigten Ebene und den genannten hydraulischen Aufzügen musste naturgemäß die niedrigere Ziffer für die erstere gewählt werden, da auch bei den hydraulischen Aufzügen nur das aus der oberen Kanalhaltung entnommene Wasser als motorische Kraft für die Bewegungen der Schiffskammern benützt wird.

Ziehen wir einen Vergleich über die Leistungsfähigkeit der Flamant'schen geneigten Ebene und der hydraulischen Aufzüge, so übertrifft die erstere ganz bedeutend die letzteren, ein Umstand, der bei dem Betriebe von wichtigen Schifffahrtskanälen nicht außer Acht zu lassen ist.

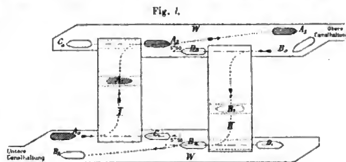
Die Leistungsfähigkeit pro Tag zu 12 Stunden beträgt:

	Schiffe		also in 300 Tagen
beim Aufzuge zu Anderton	75	à 50 *t*	1,125.000 *t*
„ „ „ Fontinettes	72	à 150 *t*	3,240.000 *t*
„ „ „ La Louvière	72	à 200 *t*	4,320.000 *t*
bei der Flamant'schen geneigten Ebene .	120	à 150 *t*	5,400 000 *t*

Logischerweise muss ein gerechter Vergleich der Baukosten sich nicht nur auf die Anlagekosten pro Meter Gefällshöhe, sondern auch auf die Leistungsfähigkeit des betreffenden Objektes erstrecken, woraus auf Grund der eben angeführten Ziffern sich leicht der Schluss ziehen lässt, dass der Flamant'schen schiefen Ebene nach beiden Richtungen der Vorzug zukommt, allerdings vorderhand bis zur thatsächlichen Erprobung einer solchen gekuppelten schiefen Ebene nur in theoretischer Weise.

Zum Schlusse dieser Abhandlung möge noch eine kleine Skizze Fig. *l* hier Platz finden, welche die außergewöhnliche Leistungsfähigkeit der Flamant'schen Ebene veranschaulichen soll. *I* und *II* sind die gekuppelten geneigten Ebenen, welche die obere und untere Kanalhaltung mit-

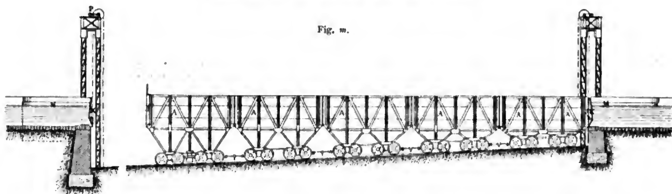
Fig. *l*.



einander verbinden. Jede dieser Kanalhaltungen ist in der angedeuteten Weise abgeschlossen. In A_1 ist das in der aufwärts gehenden Kammer befindliche Schiff, welches früher die Lage A_0 einnahm, angedeutet; an der oberen Kanalhaltung angelangt, tritt es aus der Kammer aus (Lage A_2), während gleichzeitig ein bereitstehendes Schiff C_0 eintritt; das ausgetretene Schiff geht nun seinen Weg weiter nach A_3. Während die Kammer *I* hinaufgeht, geht gleichzeitig die Kammer *II* mit dem Schiffe B_1, welches bei B_0 in die Kammer eintrat, nach abwärts; unten angelangt, tritt das Schiff aus der Kammer hinaus (Lage B_2), während gleichzeitig das bereit stehende Schiff D_1 in die Kammer eintritt. C_1 zeigt die Lage eines Schiffes, welches in dem Momente aus der Kammer *I* ausgetreten ist, als A_0 in die Kammer eintritt. C_1 kam eben von der oberen Kanalhaltung herab. Aehnlich verhält es sich mit D_0 und D_1.

Eine Schiffskollision ist in den Ausweicheplätzen *W W* nicht leicht möglich, nachdem die Schiffskammern um 5·50 *m* gegeneinander versetzt sind, während die Schiffe selbst nur 5 *m* Breite besitzen. Gerade diese Anordnung, dass gleichzeitig aus einer Kammer ein Schiff ein- und ein anderes austreten kann, bedingt die große Leistungsfähigkeit der Flamant'schen gekuppelten Ebene.

Geneigte Ebene für Schiffsaufzüge von J. Peslin.



Bereits im Jahre 1884 wurde Chef-Ingenieur Peslin mit der Aufgabe betraut, ein Projekt, die Verbindung der Maass mit der Schelde, bezw. Abzweigungen dieser beiden Flüsse mittelst eines Kanales betreffend, zu verfassen. Die diesbezüglich angestellten Studien führten zu dem Ergebnisse, dass der ganze Kanal nur etwa 5 *km* Länge besitzen werde, jedoch eine Gefällsdifferenz von 51·2 *m* zu überwinden habe. Zur Durchführung dieser Aufgabe boten sich drei Lösungen, nämlich:

1. eine Treppe von zwölf Schleusen zu je 4·27 *m* Gefälle einzubauen, welche mittlere Kanalhaltungen von rund 400 bis 500 *m* Länge ergeben würden, oder

2. drei hydraulische Aufzüge zu je 16·17 *m* zu errichten, welche Kanalhaltungen von rund 2500 *m* ermöglichen, endlich

3. eine geneigte Ebene zwischen der Selle bei Cateau und der Sambre bei Ors einzulegen, mittelst welcher die gesammte Gefällsdifferenz von 51·2 *m* auf einmal überschritten werden könnte. Diese letzte Art der Lösung soll nun im Nachfolgenden besprochen werden. Herr Chef-Ingenieur Peslin hat die Resultate seiner diesbezüglichen Studien in einer kleinen Brochüre*) zusammengestellt und gelegentlich des internationalen Binnenschifffahrt-Kongresses 1889 in Paris weitere diesbezügliche Mittheilungen gemacht.

Das von Peslin vorgeschlagene Projekt einer geneigten Ebene zum Aufziehen von Schiffen besteht der Hauptsache nach aus einer beweglichen Schiffskammer, groß genug, um 300 *t* Schiffe aufnehmen zu können. Diese Schiffe haben 38·50 *m* Länge, 5 *m* Breite und 1·80 *m* Tiefgang, ihr Eigengewicht beträgt 40—50 *t*, das Gewicht des nöthigen Schwimmwassers 60—70 *t*, das Eigengewicht der Kammer selbst beläuft sich einschließlich der Räder, Wagengestelle, Achsen etc. etc. auf rund 190 *t*, so dass das gesammte zu bewegende Kammergewicht auf beiläufig 600 *t* zu stehen kommt.

Will man jedoch den Zwischenraum zwischen dem Schiffe und den Kammerwänden größer machen, d. h. die sogenannte Wassermatratze gegen eventuelle Stösse wirksamer erhalten, so kann man ohneweiters das zu bewegende Gewicht mit 700—800 *t* annehmen, was beiläufig dem Kammergewicht des hydraulischen Aufzuges in Fontinettes gleichkommt.

Das ersterwähnte Gewicht entspricht auch einem gewöhnlichen Eisenbahnlastzuge zu 40 Waggons à 10 *t*, nämlich: 400 *t* Nutzlast, 200 *t* Eigengewicht der Waggons und 60 *t* Gewicht der Lokomotive. Derartige Lastzüge sieht man täglich ohne geringstem Anstande mit 20—25 *km* Geschwindigkeit verkehren, u. zw. dienen hiefür Schienen von etwa 30 *kg* Gewicht per laufenden Meter. Die Triebachsen der Lokomotive tragen bis zu 15 *t* (also $7^1/_2$ *t* per Rad), ohne dass eine außergewöhnliche Abnützung der Schienen oder der Radbandagen zu bemerken wäre.

Um nun ähnliche Verhältnisse wie bei dem eben besprochenen Güterzuge herbeizuführen, hat man einfach die Schiffskammer durch lothrechte Schnitte in mehrere Theile zu trennen, von welchen jeder einzelne sich in Bezug auf den unmittelbar daranliegenden Theil sowohl im vertikalen als horizontalen Sinne leicht bewegen kann, so dass auch die Räder, welche die einzelnen Kammertheile tragen, den eben angeführten leichten Bewegungen der Schienen folgen können. Bei dem in Rede stehenden Projekte wurde, wie bereits erwähnt, ein Gesammt-Kammergewicht von 600 *t* angenommen; man theilt nun diese Kammer in fünf gleich lange Theile von je 8 *m* Länge und 6—7 *m* Breite; ein solcher Theil wiegt demnach 120 *t*. Nun gestaltet man diese Kammern ähnlich wie Eisenbahnwaggons; man vertheilt zunächst das Gewicht auf vier Stützpunkte, welche daher je 120 : 4 = 30 *t* zu tragen haben; soll nun per Rad nur eine Last von $7^1/_2$ *t* wie bei den Lokomotivrädern entfallen, so sind per Stützpunkt vier Räder nothwendig; es erhält somit jeder Kammerabschnitt 16 Räder.

Aus obiger Skizze, Fig. *m*, ist diese Anordnung deutlich ersichtlich. Die Achsen dieser Räder sind paarweise auf einem Truckgestelle vereinigt, so dass per Kammerabschnitt vier Truckgestelle (deren Konstruktion ähnlich jenen bei den langen amerikanischen Eisenbahnwaggons ist), vorhanden sind. Die Spurweite der paarweise gelagerten Schienen (Vignoleschienen von 38 *kg* per Meter) ist mit 0·800 *m*, die lichte Entfernung der beiden nach der Kammermitte zu gelegenen Schienen mit 5·000 *m* angenommen.

*) Separatabdruck aus der Fachschrift „Chronique“ Februarheft 1885.

Fig. 1. Taf. VIII stellt zwei Kammerabschnitte in der Längenansicht dar; der untere Wagen zeigt überdies den Abschluss der Kammer nach der einen Richtung. (Anschluss an die untere Kanalhaltung.)

Selbstverständlich wird man auch hier zwei bewegliche Kammern gleicher Konstruktion anwenden, von denen die eine sich abwärts bewegt, während die andere aufwärts gezogen wird. Diese Anordnung, welche bei allen bisher ausgeführten schiefen Ebenen und hydraulischen Aufzügen ausgeführt wurde, hat den großen Vorzug, einerseits zur Bewegung der Kammern (die sich das Gleichgewicht halten) nur einer geringen Kraft zu bedürfen, andererseits den doppelten Schiffsverkehr bewältigen zu können.

Die einzelnen Kammerabschnitte oder Kammerwagen, welche durch eiserne Rahmen und Sicherheitsketten mit einander verbunden sind, müssen selbstredend an den Stellen, wo sie mit den nächstfolgenden Wagen zusammenstossen, mit ihren Seiten- und Bodenflächen wasserdicht abschließen und trotzdem die Beweglichkeit gegeneinander bewahren. Am besten eignen sich hierzu Kautschukstreifen von beispielsweise 300 *mm* Breite und 7 *mm* Dicke. Nachdem die Bewegung der ganzen Schiffskammer mittelst Drahtseiles erfolgt, welches am untersten Wagengestelle befestigt wird *), so werden diese Kammerwagen gegeneinander mit einer Kraft gepresst, welche der der Neigung der schiefen Ebene entsprechenden Gewichts-Komponente gleichkommt. Dieser Umstand dürfte wohl den wasserdichten Abschluss sicherstellen, ohne jedoch im Geringsten die Beweglichkeit der einzelnen Kammerwagen zu beeinträchtigen.

Der Wasserdruck, den diese Kautschuk-Verbindungsstreifen auszuhalten haben, ist nicht bedeutend, da nur eine 2 *m* hohe Wasserschichte in den Wagen vorhanden ist.

Die beiden Enden der beweglichen Kammer sind mit Thüren abgeschlossen, welche in gleicher Weise zu konstruiren sind, wie jene des hydraulischen Aufzuges in Fontinettes. Aehnliche Thüren schließen auch die obere, bezw. untere Kanalhaltung ab.**)

Antriebrolle. Es bedurfte eines längeren und eingehenden Studiums, um eine entsprechende Rolle, an welche ganz besondere Aufgaben gestellt werden, zu entwerfen.

Auf Taf. VIII Fig. 3 ist der Schnitt und in Fig. 7 die obere Ansicht dieser Antriebrolle oder richtiger Rollenkranzes zu sehen. Dieser Rollenkranz setzt sich aus einer ringförmigen Trommel nebst horizontal und vertikal gelagerten Rollen zusammen. Die erwähnte Trommel bildet einen ringförmigen Kastenträger aus Blech, dessen äußere vertikale Wand einen Durchmesser von 3·80 *m*, dessen innere konzentrisch gelegene vertikale Wand einen Durchmesser von 3·40 *m* hat. In halber Höhe dieses Kastenträgers ist eine horizontale Blechwand eingesetzt. Auf der oberen Fläche des Kastenträgers ist ein ringförmiger Zahnradkranz befestigt, in welchen das Transmissions-Vorgelege eingreift. Die äußere vertikale Fläche des Kastenträgers ist mit Eichenholz gefüttert, um dem Drahtseile bezw. der Drahtgurte eine passende Unterlage zu bieten.

Die innere vertikale Fläche stützt sich gegen eine größere Zahl von vertikal gelagerten gusseisernen Laufrollen von 0·36 *m* Durchmesser, welche wieder auf einer ringförmigen gusseisernen Platte, die in solider Weise im Mauerwerke befestigt ist, laufen. Nach unten zu ruht der Kastenträger auf einer dreifachen Rollenreihe, wovon zwei horizontal und eine vertikal gelagert erscheint. Die Basis für diese drei Rollensorten bildet eine in das Mauerwerk eingelassene gusseiserne ringförmige Platte, welche gegen die Längsachse der geneigten Ebene ein Gefälle von 1 : 33 besitzt.

Drahtseil. Das zum Aufziehen der Schiffskammer dienende Kabel hat die Form einer aus Stahldrähten geflochtenen Gurte von beiläufig 230 *mm* Breite und 30 *mm* Dicke. Die Länge dieser Gurte muss selbstverständlich dem ganzen, von der Schiffskammer zurückzulegenden Wege gleich sein. Die in Rede stehende Gurte ist doppelt vorhanden, wie aus der Fig. 3 Taf. VII ersichtlich ist; aus diesem Grunde erhielt der Kastenträger die mittlere horizontale Zwischenwand, um eine Trennung der übereinander laufenden Gurten zu ermöglichen. Damit nun diese Gurten beständig die gleiche Länge beibehalten, wird eine Spannvorrichtung in Gestalt eines Balanciers (Taf. VIII Fig. 6) eingeschaltet d. h. die Enden der übereinander laufenden Gurten werden an diesen Balancier in der aus der Fig. 6 ersichtlichen Weise befestigt. Diese Spann-Balanciers sind am untersten Wagen je der einen Kammer angebracht. Die Drahtgurte besteht aus 400 Stahldrähten zu je 0·0022 *m* Dicke; diese Drähte tragen laut Versuche bis zur Zerreißen 456 *kg*, somit alle 400 Drähte 182 *t*.

Vorrichtung zum Feststellen der Schiffskammern. Diese Vorrichtung besteht aus vier gusseisernen Cylindern, welche in den Abschlussmauer der geneigten Ebene eingelassen sind. (Siehe Fig. 4 Taf. VIII). Die Kolben dieser Cylinder, welche durch Wasserdruck bewegt werden, greifen mittelst ihrer Kolbenstangen in ein System von Hebeln mit Einfallsknaggen. Diese Einrichtung ist am ersten und am letzten Wagen je der Schiffskammer angebracht.

Maschinen. Die zum Betriebe nothwendigen maschinellen Einrichtungen umfassen:

1. Eine rund 110pferdige Turbine, welche ihr Aufschlagwasser aus der oberen Kanalhaltung bezieht; sie dient dazu, um die Antriebrolle (Rollenkranz), die Luft- und Druckwasserpumpen und die Gangspille zu bewegen;
2. eine Druckluftpumpe, welche dazu dient, um die verschiedenen Bremsen der Kammerwägen in Thätigkeit zu setzen;
3. einen Druckluft-Akkumulator von rund 1500 *l* Inhalt;
4. eine Druckwasserpumpe;
5. eine Saug- und Druckpumpe zum Trockenlegen des am unteren Ende der geneigten Ebene sich ansammelnden Wassers;
6. vier hydraulische Gangspille zum Hinein- bezw. Herausziehen der Schiffe aus den Kammern.

Neigung der schiefen Ebene. Man soll dieser Ebene ein möglichst schwaches Gefälle geben, natürlich

*) Dieser Vorschlag datirt noch von dem ersten Projekte Pestin's, während in neuerer Zeit die Anwendung eines Balanciers zum Spannen der Drahtgurten empfohlen wird. (Siehe Drahtseil).

**) Wir verweisen in dieser Beziehung auf die Beschreibung des hydraulischen Aufzuges in Fontinettes, Heft III 1890 unserer Zeitschrift.

mit richtiger Rücksichtnahme auf die zum Aufziehen auf einer so schwach geneigten Ebene nothwendige Zeit.

Es muss auf einen Umstand aufmerksam gemacht werden, da sonst leicht ein Missverständnis über den Werth solch' schwach geneigter Ebenen platzgreifen könnte. Ueberschreitet man ein Gefälle von 50 *m* mit einer Neigung der Ebene von 0·05 *m* per Meter, so legt das Schiff bereits 1 *km* Weg zurück; dadurch ist man in der Lage, die Kanalanlage um 1 *km* zu kürzen. Die bei der Bewegung auf einer solch' geneigten Ebene zu erreichende Geschwindigkeit steht jener im horizontalen Kanale nicht nach. Man hat also auch keinen Zeitverlust zu beklagen. 20 Minuten genügen vollkommen, um ein Schiff über eine solche Ebene von 1 *km* Länge hinaufzuziehen, dies entspricht einer Geschwindigkeit von 0·83 *m* per Sekunde.*)

Peslin schlägt ein Gefälle von 5 *cm* per Meter = $^{1}/_{20}$ vor, um sich wo möglich an die Verhältnisse von Bergbahnen anzulehnen. Die zur Bewegung einer Schiffskammer, (welche mit 600 *t* angenommen wird), nothwendige Kraft wird daher bei dieser Neigung der schiefen Ebene 55 *kg* per Tonne, also im Ganzen 600 × 55 = 33.000 *kg* betragen.

Nachdem nun, wie früher angeführt wurde, die zur Verwendung gelangenden Drahtgurten erst bei 182 *t* reißen, so bieten dieselben eine hinreichende Sicherheit.

Wagenbremsen. Um die Bewegung der Schiffskammern regeln, oder auch um im Bedarfsfalle diese Kammern sofort zum Stillstande bringen zu können, dienen die bekannten Westinghouse- (oder auch andere ähnliche) Bremsen. Jedes der 20 Truckgestelle einer Schiffskammer ist mit einer derartigen Bremse ausgerüstet, so daß auf einmal alle 80 Räder gebremst werden können.

Bekanntlich zeigt die Erfahrung, dass bei den bestehenden geneigten Ebenen, auf welchen die Schiffe schwimmend aufgezogen werden, das in der Kammer befindliche Wasser unruhige Bewegungen annimmt, wodurch auch das in der Kammer schwimmende Schiff in Mitleidenschaft gezogen wird. Diese Wasserbewegungen sind eine Folge des Ingangsetzens der Kammer oder des nicht immer gleichmäßigen Ganges derselben.

Diesen Unzukömmlichkeiten kann man jedoch durch folgende Maßregeln begegnen:

a) Man binde das Schiff an den Belegbuffeln fest u. zw. mittelst Tauen, die oben am Dollbord der Kammer der Länge nach laufen. Die Enden dieser Taue sind an den Kolbenstangen von Cylindern, welche mit Wasser gefüllt sind, befestigt. Der in jedem Cylinder laufende Kolben ist mit kleinen Oeffnungen versehen, so dass jede Bewegung des Schiffes sich auf die Kolbenstange überträgt und im Cylinder durch das Zusammenpressen des Wassers aufgehoben wird. Diese Cylinder sind am rückwärtigen Theile der Schiffskammer befestigt. Es ist dies die bekannte Methode, den Rücklauf der Geschütze auf Kriegsschiffen zu begrenzen.

b) Man befestigt in der Schiffskammer entweder in der Höhe der obersten Wasserlinie des Schiffes oder auch unterhalb derselben Holzstücke, welche zwischen sich und der Schiffswand wenig Spielraum gestatten. Man kann auch an mehreren Stellen der Kammer Querhölzer geben, welche sich der Schiffsform anschliessen. Auf diese Weise werden alle Bewegungen des Wassers sofort aufgehoben.

Kostenanschlag. Für das vorliegende Projekt hat Chef-Ingenieur Peslin die Kosten (Erd-, Mauer-, Holzarbeiten, doppelte Schiffskammer, Wagengestelle, Räder, Antriebrolle, Turbine, Druckpumpen) ausschliesslich unvorgesehener Ausgaben beim Baue, auf 1,200 000 Franks veranschlagt.

Der mit der geplanten geneigten Ebene überschrittene Höhenunterschied beträgt, wie eingangs erwähnt wurde, 51·20 *m*, es stellen sich daher die Kosten per Meter Gefälle auf 23.437 Franks.

Dieser Betrag verringert sich jedoch noch ganz bedeutend, wenn man berücksichtigt, dass für die 1 *km* betragende Länge der geneigten Ebene auch 1 *km* Kanal erspart wird, so dass von den Anlagekosten der schiefen Ebene pro 1,200.000 Francs die Kosten für 1 *km* Kanal von rund 200.000—300.000 Franks (den Terrainverhältnissen entsprechend) in Abzug zu bringen sind. Dadurch stellen sich dann die Anlagekosten auf rund 1 Million Franks, also per Meter Gefälle nur 19.500 Franks.

Zum Schlusse möge noch bemerkt werden, dass Chef-Ingenieur Peslin das oben besprochene Projekt auch für den in Bälde zur Ausführung gelangenden Canal du Nord (einer Verbindung des Kanales de la Somme mit jenem de la Sensée) vorschlug. Auf 42·73 *km* Länge, welche dieser Canal du Nord erhalten wird, entfallen drei geneigte Ebenen von je 32, 34 und 48 *m* Gefälle. Dadurch wird es möglich, Haltungen von 14 bis 26 *km* Länge zu erzielen.

*) Die Leistungsfähigkeit einer solchen schiefen Ebene beträgt somit pro Stunde drei Schiffe berg- und drei Schiffe thalwärts, somit pro Tag zu 12 Stunden 72 Schiffe.

Ueber die Lawinen Oesterreichs und der Schweiz*) und deren Verbauungen.

Vortrag gehalten in der Plenarversammlung des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 29. November 1890 von Vincenz Pollack, Ober-Ingenieur der k. k. Generaldirection der österr. Staatsbahnen.

(Hiezu Tafel IX—XI.)

Wenn ich im Nachstehenden Beobachtungen und Studien vorzuführen mir erlaube, die im großen Ganzen nur selten behandelt werden, so muß ich wohl die Veranlassung hiezu mit einigen Worten auseinandersetzen.

Schon in meinem letzten Vortrag über die Anwendung der photogrammetrischen Terrainaufnahme im Gebirge habe ich erwähnt, dass ich im Frühjahre 1889 von meinem hoch-

*) Die geringe zur Verfügung stehende Vortragszeit gestattete leider nicht, auch auf die Verbauungen Frankreichs einzugehen; doch behalte ich mir vor, auch über dieselben seinerzeit Mittheilungen zu machen.

verehrten Chef, Herrn Hofrath und Baudirector Friedrich Bischoff, beauftragt war, Studien für die Sicherung der Arlbergbahn gegen Lawinen zu pflegen und haben die Resultate derselben, nachdem ich vorher die wichtigsten Lawinengebiete Oesterreichs einer Besichtigung unterzogen hatte, ihren Ausdruck in einem umfangreichen Projekt gefunden, das bereits in Ausführung steht und auf mehrere Jahre vertheilt ist, um nach Maßgabe der in den Wintern gemachten Erfahrungen schrittweise vorgehen zu können.

Dieser Projektsarbeit schloß sich im heurigen Frühsommer eine größere Studienreise in die Schweiz an, wo ich auf Grund der Empfehlung des hiesigen schweizerischen Gesandten und bevollmächtigten Ministers Herrn A. O. Aepli und durch gütige Erlaubnis seitens des Herrn Bundesrathes Deucher in Bern, die Begleitung des bekannten Ober-Forstinspectors Coaz, der Forst-Inspectoren Merz und de Torrenté, sowie zahlreicher Forstleute und Ingenieure zu den hervorragenderen Lawinenbauwerken des genannten Landes genoss. Die ausserordentliche Zuvorkommenheit der genannten Herren, mich in meiner schweren Aufgabe zu unterstützen, macht es mir zur angenehmen Pflicht, denselben an dieser Stelle meinen besten Dank auszudrücken. Die Tour erstreckte sich von Landeck in's Samnaun und Engadin, sodann über den Maloja in's Bergell. Nach Besichtigung der Bauten zwischen Faido und Airolo bis Ronco im Bedrettothal ging es von Göschenen über Andermatt und Furka nach Leukerbad, um mit den Verbauungen bei Interlaken zu schließen. Ich hatte absichtlich die Begehung in jene frühe Jahreszeit verlegt, um, wenn möglich, den einen oder anderen Verbau noch im Schnee zu finden, was auch der Fall war.

Die über Lawinen vorhandene Literatur ist von sehr geringem Umfange und leidet außerdem noch, wie ich mich allmälig immer mehr und mehr überzeugte, an vielen unrichtigen Angaben, Verwechslung von Vermuthungen mit Beobachtungen u. dgl. Mit meist zu wenig eigentlicher Beobachtungsgabe ausgerüstete Landleute, Holzfäller, Jäger, zum Theile auch Forstleute sind meist diejenigen, auf deren Erzählungen und Vorstellungen mancher Schluss aufgebaut ist und vom Jägerlatein zum Lawinenlatein ist oft nur ein Schritt. Wenn im Winter der Schnee die Hochgebirge deckt, so wird die Zugänglichkeit sehr erschwert; es hat auch Niemand einen besonderen Anlass anstrengende oder gefährliche Hochgebirgstouren zu wagen, und so ist man bisher bei abgehenden Lawinen bezüglich ihrer Veranlassungen und sonstiger Verhältnisse zumeist auf mehr oder minder passende Vermuthungen, die im Thale aufgestellt worden, angewiesen. Wenige Naturerscheinungen worden dabei mit so viel Phantasie ausgeschmückt, als die Lawinenstürze. Ich hatte am Arlberg meine liebe Noth, streng Thatsächliches, wirklich Geschehenes oder Erlebtes zu erfahren und die zahlreichen Unmöglichkeiten und Uebertreibungen nach und nach auszusondern. Auch selbst unmittelbar von einer Lawine Betroffene wußten keine Angaben zu machen, so z. B. zwei Arbeiter, von denen der eine in den Telegraphendrähten hängen blieb und der andere über 100 *m* thalab geschleudert wurde, ohne daß sie ihre Besinnung verloren hatten.

Die allgemeine Meinung über die so sehr gefürchtete Unzugänglichkeit der Gebirge im Winter mag wohl hauptsächlich dadurch entstanden sein, daß nie ernstliche Versuche gemacht wurden, den Hindernissen systematisch zu Leibe zu gehen.

Ich habe im vorflossenen und heurigen Winter einen regelrechten Kundschafterdienst am Arlberg eingerichtet, der nach einer provisorisch entworfenen Instruktion Klärung über die obwaltenden Schneeverhältnisse der Lehnen bis zu den Kämmen, also bis zur Höhe von 2000 *m* und darüber erbrachte. Zwei bis vier entsprechend ausgerüstete Männer, denen ich mich dann anschloß, sobald besondere oder lehrreiche Vorkommnisse zu beobachten waren, überwältigten alle Hindernisse, manche sogar leichter als in schneefreier Zeit, z. B. glatte Felspartien, welche erst durch Schneelagen nicht zu losen Charakters zugänglich wurden.

Bezüglich ausführlicherer Mittheilungen über „Schnee, Temperaturen in und Bodentemperaturen unter demselben, die Dichten, Messungen und größten Mengen desselben, Schneeablagerungen und Bewegungen" verweise ich auf einen von mir in der Fachgruppe der Bau- und Eisenbahn-Ingenieure gehaltenen Vortrag*) und beschränke mich hier darauf anzuführen, daß die daselbst mitgetheilten Messungen von Schneemengen am Wendelstein und Arlberg an Schneepegeln vorgenommen wurden, wie sie bisher leider erst nur in Bayern und Russland üblich sind. Am Arlberg werden derartige Ablesungen seit zwei Jahren vorgenommen.

Nachdem gewisse Beziehungen nicht nur zwischen Schneehöhen und Lawinen, sondern auch zu den Wasserabflussmengen, zur Hochwasserprognose, zur Schifffahrt auf Flüssen u. dergl. bestehen, so behalte ich mir vor, bei passender Gelegenheit einen Antrag einzubringen, daß der österr. Ingenieur- und Architekten-Verein die Initiative ergreife, auch in Oesterreich an möglichst zahlreichen Beobachtungsstellen der Methode der täglichen Schneemessungen an Pegeln Eingang zu verschaffen.

Die Lawinen können in verschiedener Form auftreten. Wenn an hochgelegenen Steilhängen abgerissene, also in Bewegung gerathene Schneemassen statt noch oben in derselben gehemmt zu werden oder zur Ruhe zu kommen, früher oder später eine weitere, allmählig raschere Bewegung annehmen, so fahren sie als Grund- oder Massenlawinen zu Thal. Findet dies in den oberen Theilen einer Runse statt, so können sich die in derselben angesammelten Schneemassen („Nachschübe") mehr oder weniger daran betheiligen. Lose Schneemassen, die infolge ihrer Lockerheit oder durch heftige Windströmungen zu Thal fliegen, geben die Staublawinen. Die im oben erwähnten Vortrag näher beschriebene, größtentheils über das Reußthal hinweggeflogene Staublawine vom St. Gotthard bei Wasen ist eine Vertreterin dieser Form, welche indessen in dieser Art als reine Staublawine weniger häufig ist, dagegen als gewöhnliche Staublawine oft eintritt, wenn der lockere Schnee infolge zunehmender Mächtigkeit

*) Wochenschrift Nr. 8 u. s. w.

zum Theil staubartig längs dem Boden, zum Theil als lockere Grundlawine thalab geht, was während oder nach grösseren Schneefällen der Fall sein kann. Solche lockere Grundlawinen schaden namentlich weniger als schwere, welche durch ihre kompakte Masse verheerend wirken, während bei Staublawinen der durch sie erzeugte Luftdruck schadenbringend ist. Als Oberlawinen sind solche zu bezeichnen, deren Abriss nicht auf dem unterlagernden Boden, sondern höher auf oder in den Schneelagen selbst erfolgt. Dieselben können selbstverständlich alle drei soeben beschriebenen Formen annehmen.

Abrutschende Schneemassen oder Lawinen von kleinem Umfange werden als Schneerutsche bezeichnet. Die angeführten Fälle sind als Grundformen zu betrachten und sind nach örtlichen Verhältnissen auch verschiedene Bezeichnungen üblich, auf die jedoch nicht eingegangen werden soll.

Ich gehe nun an die Vorführung der einzelnen von mir an Ort und Stelle studirten Lawinengebiete, und berühre zu gleicher Zeit dort, wo Bauten in Anwendung gebracht wurden, die Anlage derselben, wobei ich mich thunlichst beschränke, anderweitige Veröffentlichungen zu wiederholen.

Lawinen Oesterreichs.

Lawinen des Koppenthales. Im Jahre 1879 hat Herr Regierungsrath Morawitz über dieses Thema, sowie über die Lawinen vom Sonnstein einen Vortrag in unserem Vereine gehalten. Es sind seither eine Reihe von Beobachtungen und Ergänzungen gemacht worden, die ich zur Vervollständigung anfügen will. Ich möchte hier besonders hervorheben, dass es im Thale sehr schwierig ist, die eigentliche Windrichtung festzustellen. Infolge der stark gewundenen Ausbildung des Koppenthales ist es leicht möglich, daß westliche Winde im mittleren Theil desselben zwischen dem vorderen Sarstein und Koppen und in Aussee als von Süden herwehend angesehen werden können, im Ost-West streichenden Thaltheil als Westwind und im Thal der Kainisch-Traun zwischen dem Radling und Koppen, welches nahezu Nord-Süd streift, als Nordwind. Außerdem wissen wir nicht, wie bereits besprochen, in welchen Höhen sich in einem solchen Falle die Hauptwindrichtung und deren Ablenkungen geltend machen, obwohl dies erwünscht wäre, indem der Aufbau der Schneemassen an den Hängen zusammenhängt. Es sind daher Angaben über Windrichtungen nahezu wertlos, wenn nicht beigefügt ist, wo, bezw. in welcher Höhe dieselben gemeint sind.

Der Rücken des Sarsteines, der bezüglich der Lawinen hauptsächlich in Betracht kommt, zieht von Nord nach Süd von 1973 *m* bis 1728 m abfallend, zwingt also die feuchten westlichen Strömungen wenigstens theilweise zu einem erneuten, mit Niederschlägen verbundenen Aufsteigen. Sowohl der im Westen des Sarsteins liegende Hallstädtersee, als auch das am andern Ufer, dem Sarstein gegenüberliegende, West-Ost streichende Gosauthal erleichtern sehr den Zutritt der westlichen Strömungen. Da keine speziellen Schneemessungen vorliegen, so bleibt, um einigermaßen einen Maßstab zur Beurtheilung der Schneeverhältnisse der Gegend zu gewinnen, nichts Anderes übrig, als die Niederschläge vom Markt Aussee und Alt-Aussee zu betrachten. Der erstere Ort mit der Meereshöhe von 660 *m* liegt etwa 6—7 *km* östlich vom Sarstein, also im Windschatten, und zeigt einen Jahresniederschlag von 1468 *mm*, wovon für die Monate mit Schneefall 560 *mm* entfallen. Im letzteren, weiter gegen Westen, in der Meereshöhe von 950 *m*, liegenden Ort mit einem Jahresniederschlag von 1971 *mm* sind für die gleichen Schneefallmonate 713 *mm* notirt. Es sind dies Ziffern, die zu den höchsten in den Alpen zählen, und kann es nach dem Gesagten keinem Zweifel unterliegen, dass am Sarstein selbst ganz bedeutende Schneemassen zur Ablagerung gelangen, was auch aus den enormen Schneeschildbildungen hervorgeht.

Seit 1879 sind im Koppenthale häufig Lawinenstürze eingetreten, die besonders stark in den Jahren 1884 und 1888 sich bemerklich machten. Nach starken Schneefällen am 13. und 14. Jänner 1884 *), welch letzterem in der Nacht ein starker Regen folgte (eine Angabe, die wohl nur für den Thalgrund gelten mochte), ergab eine am Morgen des 15. Jänner unternommene Rekognoszirung, dass die gewöhnlich zuerst kommenden Lawinen in den beiden Theilen des Wassergrabens, ferner im Steining-, Brückel- und Gangsteig-Graben niedergegangen waren. Am 16. Jänner erfolgte um $1^1/_2$ Uhr Nachts der Niedergang der Schneegarben-Lawine, die die Bahn auf eine Länge von 272 *m* und in einer Höhe von 12 *m* bedeckte. Die Traun durchbrach um 4 Uhr Morgens die Schneemassen.

Die Lawine des Steininggrabens, welche durch die Traun hindurch auf die Bahn emporstieg und dieselbe auf eine Länge von 60 *m* und in einer Höhe von 1 *m* überschüttete, zerstörte die Telegraphenleitung und schleuderte ein Feld der Bedielung des Durchlasses bei *km* $35^3/_5$ an die Berglehne.

---

*) Im Nachfolgenden sind einige meteorologische Beobachtungen von Alt-Aussee (Markt Aussee fehlt) angegeben. Die Beobachtungsstunden waren 7^h 2^h 9^h, die Niederschlagsmessung wurde 7^h früh vorgenommen und sind die angegebenen Maximaltemperaturen der höchste Werth der täglich dreimaligen Beobachtungen. Im Dezember 1883 waren 277·5 mm zumeist Schnee gefallen.

Jänner 1884	Niederschlag mm	Maximaltemperatur
1.	—	+ 0·5
2.	—	— 1·0
3.	—	+ 5·1
4.	2·5 *	+ 1·8
5.	8·0 †	+ 1·8
6.	3·1 †	+ 1·6
7.	4·5 †	+ 2·0
8.	11·4 *	+ 1·0

* Schnee, † Regen.

Jänner 1884	Niederschlag mm	Wind und Windstärke im Thal	Maximaltemperatur
9.	—		+ 1·0
10.	—		— 1·0
11.	—		+ 2·1
12.	—		— 1·5
13.	10 *	(7^h 2^h 9^h)	— 2·2
14.	20 *	NE_1 W_4 E_1	— 1·6
15.	35 *	N_3 S_1 N_6	— 1·0
16.	45 *	E_1 W_2 W_1	+ 1·0
17.	37·5 *	Schneetiefe 2·1 m	+ 0·6

Die Verhältnisse im Winter 1888 gestalteten sich noch ungünstiger als früher. Nachdem bereits bedeutende Schneefälle mit abwechselndem Thauwetter vom 24. bis 29.*) Jänner stattgefunden hatten, trat am 4. Februar neuerlich ein heftiger Schneefall ein, der bis zum 11. Februar dauerte. In der Nacht vom 5. bis 6. Februar gingen im Koppenthale von den Gängen des Sarsteins, und zwar nur von den untersten Partien sieben Lawinen nieder (und zwar bei *km* 352/3, 347/8, 352/3, 359/10 und zwei Lawinen bei *km* 362/3).

In der Nacht vom 8. auf den 9. Februar kam bei Schneefall die große Schneegraben- und die Holzwerkgraben-Lawine herab; beide bedeckten die Bahn 100 *m* lang und 6—4 *m* hoch. Die aus dem Schneegraben niedergefahrene Lawine war eine Staublawine, welche, ohne das Flussbett der Traun zu berühren, über dieselbe auf die Bahn abstürzte.

*) Die in der meteorologischen Centralanstalt (Hohe Warte) erhobenen Daten für Alt-Aussee sind folgende: Dezember 1887: 147·3 *mm*, zumeist *, Jänner 1888: 266·7 *mm* *, in den letzten 9 Tagen allein unter NW_2, NW_5, N_7, S_2 Schneegestöber 184·0 *mm*.

Februar 1888	Niederschlag	Wind (Thal)			Maximaltemperatur
1.	—				
2.	—				
3.	—	(7h	2h	9h)	
4.	1·5 *	N_1	SE_3	NW_7	— 0·1
5.	35·4 *	NW_7	NW_4	NW_4	— 1·0
6.	50·6 *	W_6	NW_2	SE_2	— 0·8
7.	24·8 *	NE_1	NE_3	NW_4	— 3·2
8.	35·3 *	NW_5	NE_3	NE_3	— 1·6
9	38·5 *	N_5	NE_6	NW_2	— 4·0
10.	14·5 *	SE_2	NE_3	NW_3	— 1·3
11.	23·5 *	(Schneetiefe 3·5 *m*)			+ 1·8
12.	—	—			—

Bis Ende Februar 234·6 *mm*

März 1888	Niederschlag	Wind			Maximaltemperatur
1.	1·0 *	—			— 4·8
2.	—	—			— 2·8
3.	5·0 *	—			— 2·7
4.	13·6 *	—			— 9·9
5.	7·4 *	—			— 7·5
6.	25·8 *	—			— 3·0
7.	11·8 *	—			+ 0·6
8.	6·8 *	—			+ 3·8
9.	—	—			+ 8·0
10.	—	—			+ 9·2
11.	10·0 † *	—			+ 8·0
12.	14·0 † *	—			+ 4·2
13.	1·0 *	—			+ 1·0
14.	16·5 *	—			+ 3·1
15.	8·5 *	—			+ 5·6
16.	13·5 † *	—			+ 5·6
17.	1·5 †	—			+ 7·4
18.	2·5 *	—			+ 0·6
19.	10·4 *	—			— 0·9
20.	7·6 *	—			+ 1·6
21.	—	—			+ 6·6
22.	—	—			+ 5·2
23.	2·0 *	—			+ 3·3
24.	—	—			+ 7·6
25.	—	—			+ 10·0
26.	—	—			+ 3·9
27.	0·5 * †	E_2	W_3	NW_5	+ 12·7
28.	0·8 †	SW_2	SW_2	SW_5	+ 14·6
29.	—	SW_3	SE_5	NW_5	+ 13·2
30.	1·0 *	E_3	SE_1	NE_3	+ 9·6
31.	2·0 *				+ 4·7

Die Holzwerkgraben-Lawine, welche bisher niemals die Bahn erreicht hatte, sondern nur bis in die Traun abfiel, rasirte einen Waldstreifen und führte Baumstämme mit Wurzeln und Scheitholz nicht nur zu Thale, sondern auch auf den Bahnkörper.

Die Schilderung der nachfolgenden Ereignisse entnehme ich einem Bericht des Ober-Ingenieurs A. Richter in Markt Aussee vom April 1888:

„Welch' bedeutende Schneemassen am Sarstein gesammelt und abgelagert waren, zeigte sich namentlich an den am steilen Felskamme hinziehenden Silberstreifen der Ueberwehen oder Schilder, welche bis 20 *m* hoch waren und bei 10 *m* Breite eine Länge von 500 *m* erreicht hatten. Gleichwohl waren es nicht diese Schilder, sondern die auf den Hängen des Gebirges befindlichen Schneemassen, deren Absturz zu gewärtigen stand, nachdem ein Abgehen oder Brechen der Schilder nach den bisherigen Erfahrungen nicht erfolgt war, sondern diese aus vereistem Schnee bestehenden überhängenden Wände, welche band- oder gesimsartig längs dem Grate des Gebirgsverlaufes von unten deutlich ersichtlich sind, trotz der scheinbar gefährlichen Lage, niemals eine durch Bruch entstandene Lücke zeigten, sondern stets durch allmäliges Thauen abgegangen waren.

Am 27. und 28. März trat heftiger Südwind auf (man vergleiche die meteorologischen Annalen von Alt-Aussee und die Bemerkungen S. 20), welcher den Rest des Schnees in den Thalgründen fortnahm und aus den Lawinengräben massenhaft Schnee zum Abschmelzen brachte; in der Nacht vom 28. auf den 29. März steigerte sich die Heftigkeit des Sturmes, welcher auch die Wartehalle Hallstadt demolirte, zu orkanartiger Gewalt, Windbrüche und Steinstürze erfolgten längs der ganzen Sarsteinlehne, die Schilder am Kamme des Sarsteins aber blieben intakt. Am 29. legte sich der Sturm und kalte Witterung folgte. Am Morgen des 30., um 6h 40m, erfolgte der Abgang einer Lawine aus dem großen Schneegraben. Schwere knollige Schneemassen verschütteten die Traun und den Bahnkörper, letzteren auf 180 *m* Länge und bis zu 9 *m* Höhe. Die Traun staute sich und überfluthete das Bahnniveau. In dem Stauwasser der Traun und getrennt von den übrigen Schneemassen lagen große, offenbar von den Schildern herrührende und Felsbänken ähnliche Schneetrümmer, welche deutlich die gebänderte Struktur der einzelnen Schneeschichten zeigten. Die Abbruchstelle selbst zeigte sich deutlich, und zwar war es das äußerste und zunächst der hohen Sarsteinspitze (1973 *m* Seehöhe) gelegene, etwa 30—40 *m* lange Ende der Ueberwehen, welches abgebrochen war. Die Möglichkeit, dass dasselbe in seinem Sturze die schweren, im Lawinengange lagernden Schneemassen mit sich fortriss und zu Thale führte, ist somit nicht ausgeschlossen.

Der Rücken der Lawine überragte den steinernen Schutzdamm der Bahn um 7—8 *m*, die Traun 20 *m*. Die Flächenausdehnung der Lawine selbst war bedeutend kleiner als jene im Jänner 1881, indem links der Bahn (bergseitig) nur wenig Terrain bedeckt war. Nach erfolgtem Durchbruch der Traun durch die Lawine verlief sich das Wasser, welches inzwischen bedeutende Schneemassen und

insbesondere die von den Ueberwehen herrührenden Schneebänke aufgelöst und zerstört hatte, mit großer Raschheit. Am 4. April riss noch eine kleine Partie nächst der alten Abbruchstelle ab, welche im Lawinengang niederrollte, ohne jedoch zu Thal zu kommen."

Die Lawine hat nicht nur ein Stück des steinernen, an der Krone 4 *m* breiten Schutzdammes auf eine Tiefe von 2 *m* rasirt, sondern auch die Schienen auf 35 *m* Länge abgerissen, mannigfach verbogen und zerbrochen, so dass nur die Schwellen und einige Unterlagsplatten im Schotterbett blieben. Die Masse des für die Bahn herzustellenden Lawinenschlitzes betrug 2750 m^3 gegen 4900 m^3 im Jahre 1884 und 11.500 m^3 im Jahre 1878. Die Kosten der Schneeräumung beliefen sich auf 850 fl. (554 Tagschichten).

Die Anbruchstellen der Lawinen des Gebietes liegen gewöhnlich am Fuße steilerer Partien, indem der Schnee sich dort sammelt und sodann abbricht; solche Stellen zeigen noch im Mai vorhandene Schneereste. Von Aussee gegen Obertraun nimmt die Steilheit der Sarsteinlehne immer mehr zu und die Lawinen werden immer weniger schädlich.

Das Brückelgrabenleitwerk hat bisher ganz gute Dienste geleistet, und hat man mitunter das Gerinne, wenn es mit Schneemassen angefüllt war, durch Handschaufelung freigemacht und den Schnee zu einem thalseitigen Damme aufgebaut, um nachkommenden Schneemassen Raum zu machen.

Die ganze Lehne ist mit Ausnahme der Lawinenzüge selbst bis zur Krummholzgrenze bewachsen.

Lawine am Sonnstein. Die Lawine im Antenwinkel wurde infolge ihrer Gefährlichkeit für die Bahn bereits im Jahre 1878 abgebaut und sind seither einige Erfahrungen gemacht worden, welche zur Ergänzung der Bauten im Jahre 1882 führten, wie aus den Fig. 1 bis 5, Taf. IX ersichtlich ist.

Die obere Partie der Sonnsteinlehne bilden 200—300 *m* hohe Felsen. Am Fuße derselben sollen die Anbrüche der Lawinen sein, welche größtentheils in den oberen Lawinengang des Antenwinkelgrabens gelangen. Diese Schneemassen sollen durch das Mitte der Achtziger Jahre hergestellte hölzerne Leitwerk von der Bahn abgeleitet und unschädlich auf eine Terrasse über dem Tunnel oder in den See geführt werden. Das Leitwerk hat bisher allen gekommenen Schnee von der Bahn zurückgehalten, nur hat man dasselbe an einer Stelle um einen halben Meter erhöht, wo durch den Abprall der Schneemassen an einem Felskopf die Wucht des Sturzes auf das Leitwerk vergrößert wurde. Dasselbe war im Winter 1888 vollständig mit Schnee hinterfüllt und scheint überhaupt der größte Theil des Lawinenschnees an dem Leitwerk selbst liegen zu bleiben, so dass dasselbe eigentlich nicht als Ablenkungswerk, sondern als Schneefang wirkt. Es ist mittelst Pfostenverschalung dicht hergestellt. Der Holzboden hat sich insoferne nicht bewährt, als er sowohl leichter Zertrümmerung, als auch rascher Verfaulung durch das Schmelzwasser der lange liegen bleibenden Schneemassen unterliegt. Dermalen sind bereits sämmtliche in den Jahren 1878 und 1882/83 ausgeführten 1·8—3·0 *m* hohen Schneefänge (Schneekörbe) und 6—9 *m* hohen Runsensperren durch Schienenständer und Altschwellen-Riegel erneuert und müssen alljährlich einer Nachbesserung unterzogen werden. Die abgebaute Fläche ist behufs Aufforstung mit einem Drahtzaun gegen Wildverbiss geschützt.

Lawinen im Gesäuse. Die Lehnen des engen Thales sind zumeist gut bewaldet und finden sich zahlreiche im Besitze der Bahn befindliche Schutzwälder, welche seit der Verstaatlichung der Linie von den Forsttechnikern der politischen Behörde, ähnlich wie am Arlberg, bewirthschaftet werden. Die größte Zahl der Lawinen auf der Bahnseite kommt aus Runsen, die wohl steinschlägig aber nicht muhrenführend sind. In denselben wurden Schneefänge bis 3 *m* Höhe aufgeführt oder auch eine Verpfählung aus Schienen (Schienenpallisaden) 2 *m* hoch und 1—2 *m* entfernt aufgestellt, und zwar in ganz beträchtlichen Entfernungen, welche Maßregeln zumeist genügten, um den Bahnbetrieb vor Störungen zu schützen. Vor und nach der Station Hieflau kommen von der der Bahn am anderen Ufer der Enns gegenüberliegenden Lehne zwei bedeutende, nicht allzuhäufig fallende Lawinen mit breitem Gebiet und hohen, kahlen oder nur schwach bewachsenen Anbruchstellen herab, welche über die Enns auf den Bahnkörper abstürzen und denselben auf nambafte Länge mehrere Meter hoch verschütten.

An zwei Bahnstellen im Gesäuse sind Schutzdächer aus Schienen und Holzbelag ausgeführt. Dieselben haben ihrem Zweck entsprochen und sind die 1·5—2·0 *m* entfernt aufgestellten Schienengesperre und Ständer durch andreaskreuzartige Längsverstrebungen verstärkt. Ober dem Westportal des Gesäuse-Eingangtunnels ist ein Lawinenleitwerk ausgeführt, welches bis zum Winter 1888 keinen Anlass zu einer Ergänzung gab. Im genannten Jahre ergoss sich aber die Lawine über das Bauwerk in den Tunnelvoreinschnitt, weshalb seither zwei Schneefänge unterhalb desselben ausgeführt wurden. In den Fig. 6 bis 10, Taf. IX, ist die ganze Anlage dargestellt und daraus ersichtlich, dass das Leitwerk ohne Zweifel unter zu großem Winkel zur Lawinenrichtung steht, daher weniger ein Ableiten, als vielmehr ein Uebersteigen platzgreifen konnte.

Lawinen am Brenner. Die Hauptrichtung des Brennerpasses streicht Nord-Süd und ist es daher selbstverständlich, dass die Thalbeobachtungen vorherrschend Nord- und Südwinde aufweisen, da nicht nur der tägliche Gang der eigentlichen Thalwinde, sondern auch die Ablenkungskomponenten der herrschenden Oberwinde in der Thalrichtung streichen müssen. Außer diesen treten durch Brechung an den Bergen noch Nebenwinde auf, welche, sich insoferne für den Bahnbetrieb nachtheilig erweisen, als dieselben an jenen Bahnstellen, wo sich die Thalachsen oder deren Verlängerungen schneiden, Wirbelwinde bilden, welche Schneeverwehungen verursachen *). Außer beim Austritt des Schmiren-, Valfer-, Obernberger- und Vennerthales treten störende Verwehungen an jenen Stellen auf, wo der Wind die Bahn in einem mehr oder weniger spitzen Winkel schneidet.

*) Entgegen diesen an Ort und Stelle eingeholten Angaben ist wohl eher anzunehmen, dass der aus den Seitenthälern kommende Wind der eigentliche Hauptwind ist, was aber für die Verwehungen im Thale selbst keine Bedeutung hat.

Die Winterniederschläge am Brenner erreichen gegenüber Ost-West streichenden und in West geschlossenen Thälern keine abnorme Größe. Schneefälle bei Südwind reichen kaum bis Gries an der Nordabdachung des Brenners, jene bei Nordwind nur bis Schelleberg, südlich des Brenners. Schneefälle bei Windstille sind selten.

In der Strecke Steinach-Gossensass kommen sowohl Grund- als Staublawinen vor. Als Vorsichtsmittel gegen erstere dienen koulissenartig gestellte Systeme von Blockwänden zumeist aus Schienenständern und Rundholzriegeln. In diesen Wänden sind auch Bretterthüren, die bei Heu- oder Holzabbringung geöffnet werden. Solche Wände kommen bei Schelleberg $1^1/_2$ *m* hoch und am steilen, felsigen, zufolge eines Waldbrandes durch Funkenflug kahl gewordenen Padannerberge bei Gries vor. Den Erfolg dieser Wände bezeichnet der dortige Sektions-Ingenieur Eickhof, dem ich vielfach zu Dank verpflichtet bin, als einen „mäßig guten". Derselbe sieht als einzig richtiges Mittel der Beseitigung des durch Lawinen auf die Bahn gerathenen Schnees die Handschaufelung an, da Schneepflüge leicht entgleisen, und bemerkt ferner: „Gefahr für Lawinen tritt bei Thauwetter und einer Schneehöhe von über 30 *cm* ein. Windlawinen bilden sich gern bei streitenden Winden, wenn sonst Wirbelwinde entstehen würden." Am Gotthard hingegen durchbricht man nach vorhergegangener Sondirung die Lawinenkegel thunlichst mit Schneepflügen.

In gewöhnlichen Wintern bleiben zwei Lawinen zwischen Brenner und Brennerbad bei *km* 114—115 meist auf einer Terrasse ober der Bahn liegen, in sehr ungünstigen Wintern jedoch erreichen dieselben die Bahn (1878 und 1888) und hat eine davon im Jahre 1878 ein Wächterhaus rasirt.

Als Abwehr gegen Schneeabrutschungen und Lawinen wird auch die Sperrung des zweiten, bergseitig liegenden Geleises auf der Strecke Steinach-Gries-Brenner angeordnet. Es ist begreiflich, dass eine versuchte Freimachung von Schnee an der Bergseite, wo die hohen und steilen An- oder Einschnittsböschungen mit einer bedeutenden lockeren Schneemasse bedeckt sind, welche allmälig zuerst den Bahngraben und dann den bergseitigen Theil des Planums anfüllt, immer weitere und größere Massen in Bewegung bringen würde, ohne das Geleise frei halten zu können.

Ein seltenes Beispiel der Wirkung einer Lawine gibt jene, welche am 14. April 1888 im Scheassenbach bei *km* 122·9 in der Schleife Schelleberg-Gossensass zum Absturz kam und ein großes gewölbtes Bahnobjekt von 15·172 *m* Spannweite und 8·5 *m* größter bergseitiger Lichthöhe (Segmentgewölbe mit 3·793 *m* Pfeilhöhe und 1·11 *m* Stärke) demolirte. Dasselbe liegt in der gegen Süden abdachenden Berglehne, in einem breiteren Kessel mit schwächerem Gefäll, der sich vom Einlauf bis auf 30 bis 50 *m* erstreckt, an dem aufwärts ein enges, steiles, nahezu einfüssiges Gerinne anschließt, welches ober der Waldgrenze von steilen Weideflächen umrahmt ist. Die Brücke ist zwar eine senkrechte zur Bahn, verquert jedoch den Grabenlauf schief. Am Nachmittag des genannten heiteren warmen Tages, welchem eine Reihe schöner Tage mit Thauwetter vorhergegangen war, erfolgte der Absturz der Lawine, deren Kegelfläche 5 *m* über der Brückenbahn stand, und war der Schnee so fest, dass er mit dem Pickel gewonnen werden musste. Vermuthungsweise wurde der Vorgang folgendermaßen erklärt: Das Object scheint sich zuerst mit dem über der einfüßigen Lehne herabrutschenden Schnee gefüllt zu haben, indem eine Stauung an dem bedeutend flacheren Gefälle eber- und auch unterhalb des Objectes, als auch durch die schiefe Stellung desselben zum Lawinenlauf verursacht wurde, und hat der Schub das Gewölbe gehoben, so dass die weitere Zertrümmerung desselben und eines Theiles der Widerlager und Flügel leicht von Statten ging. In den Zeichnungen Fig. 11—17, Taf. IX, ist der Umfang der Zerstörung ersichtlich gemacht, desgleichen auch die Wiederherstellung des Hausteingewölbes sammt Verstärkung der Flügel. Das eingeleisige Provisorium aus verdübelten (verkeilten) Trägern konnte aus Innsbruck herbeigeschafft werden. Die untere Trace der Bahnentwicklung wurde von der Lawine nicht erreicht und dauerte die Betriebsstörung mehrere Tage. Es ist dies der einzige mir bekannte Fall, dass ein größeres vollkommen aus Stein hergestelltes Objekt von so bedeutender Breite (zweigeleisig) zerstört wurde, und mag dies, wie bereits angedeutet, im Zusammenwirken mehrerer ungünstiger Momente gelegen haben: zu flaches Gefälle vor und im Objekt, Steilabhang unmittelbar davor, schiefe Stellung desselben, Stauung der Schneemassen und dadurch bedingter Druck auf das Gewölbe von unten, dem dasselbe nicht gewachsen waren.

Lawinen im Drauthal, zwischen Mittelwald und Lienz. Außer einigen kleineren Lawinen sind es besonders zwei, welche zeitweise die Bahn bedrohen, und zwar die Lawine im Wasserfallgraben *km* bei 283·84 und jene in der Klausen bei *km* 274·55. Erstere ist im Jahre 1876 (Fig. 1, Taf. X) in zwei Theilen abgegangen. Der erste Sturm ging bis an die Bahn mit festem Schnee, der zweite überschüttete dieselbe, doch war er so locker, dass, nachdem man einen schmalen Schlitz ausgehoben, der Rest durch einen mit zwei Maschinen geschobenen Schneepflug durchbrochen werden konnte. Die Gewässer der Drau durchnagten bald die Schneemassen mit einem Tunnel. Das hoch liegende Anbruchsgebiet liegt in kahlen Felsflächen, und wurde seinerzeit zwar ein Projekt behufs Schutz der Bahn ausgearbeitet unter Zugrundelegung einer Schneefangtype aus Schienen und Drahtgeflecht, doch scheiterte die Ausführung an den unverhältnismässig hohen Kosten. Anfangs Juni 1888 ging die Lawine wieder ab, erreichte jedoch nur den Fuß des Bahndammes, der durch das gestaute Drauwasser in seiner Böschung beschädigt wurde, doch blieb das Bahnplanum selbst vollkommen intakt.

Mehr Interesse erweckt die Lawine der Lienzer Klause bei *km* 274.55 (Fig. 2, Taf. X). Dieselbe flog über Drau und lagerte noch höher als die Bahn ihre Hauptmasse ab. Der Schnee war so locker, dass derselbe nach gemachten Sondirungen auf der Bahn in einer Länge von 220 *m* mit dem Schneepflug durchbrochen werden konnte.

Lawinen am Arlberg am 9. Februar 1888. Sowohl an der Ost-, als insbesondere an der Westseite des Arlberges traten in der Nacht vom 8. auf den 9. Fe-

bruar Lawinen auf. Von der in der Meereshöhe von 1217 *m* liegenden Station Langen, in deren Nähe die meisten Lawinen niederbrachen, sind in Ermanglung wirklicher Schneetiefenangaben folgende Schmelzwasserhöhen der Schneefälle für die vorausgegangenen Tage vom Beginn des Jahres 1888 für die beiläufige Beurtheilung der vorhanden gewesenen Schneetiefen von Belang:

	Tag		Schmelz-wasser-höhe
Jänner	22.		25·4
	23.		11·3
	24.	zu Mittag + 0·5° C.	
	25.	zu Mittag + 1·4° C.	
	26.		18·5
	27.		15·8
	28.		17·4
	29.		5·3
	30.	Frost	
	31.	Frost	
Februar	1.	Frost	
	2.	Frost	
	3.	zu Mittag + 2·4° C.	
	4.		35·4
	5.		20·2
	6.		10·1
	7.		21·4
	8.	Langen verschüttet	(?)

Daraus und insbesondere aus dem letzten fünftägigen Schneefall ist wohl die Ablagerung nambafter Schneemengen außer Zweifel und mochten bei den schon im Thale bis zur Stärke 7 angegebenen anhaltenden Westwinden in den Mulden und Runsen auf den Höhen ganz bedeutende Massen zusammengeweht sein.

Die Lawinen gingen laut Angabe von Dalaas bis einschließlich Spreubach um 1h, die übrigen bis Langen um 2h Morgens ab. Die Anbruchsgebiete konnten nicht ersichtlich gemacht werden, da Angaben verlässlicher Art hiefür fehlten oder in vorgefassten Meinungen statt in Thatsachen ihren Grund hatten. Damit ist auch die große Schwierigkeit der Projektirung von Abbauten im Anbruchsgebiet gekennzeichnet, indem nur die aus den Terrainverhältnissen herauskalkulirte Wahrscheinlichkeit und Möglichkeit von Abgängen halbwegs einigen Anhalt ergibt. Da die Schneemasse eine lockere war und bei den herrschenden westlichen Luftströmungen auch die höchste Temperatur in Langen unter Null blieb, so ist — selbst wenn die Berichte vom Thalausgang, welche Thauwetter angaben, richtig sein sollten — wenigstens für die Höhen nur kalte windige Witterung anzunehmen, und mögen die eingetretenen Schneebewegungen, soviel sich nach mehr als einem Jahr darnach beurtheilen lässt, gewöhnliche Staub-, zum Theil auch lockere Grundlawinen gewesen sein. Die Längen- und Simas-Tobel-Lawine, welche sich in ihrer Sturzrichtung durch Terrainkonfiguration und entgegenstellende Wälder von der geraden Richtung nicht ablenken ließen und den Schnee weit ausbreiteten, werden den gewöhnlichen Staublawinen zuzurechnen sein — zwei Arbeiter wurden unbeschädigt zu Thale getragen und ein gemauertes Bahnwächterhaus vollständig rasirt — während die große Tobellawine *km* 111·9/112·1 und jene im Spreubach *km* 115/2—6 in ihren unteren Theilen, wo sie auf die Muhrenschuttkegel hinaustraten, bis zur Alfenz, die in ihrem Bett bleibende massig vorschiebende Grundlawine kennzeichnen, wobei jedoch die Möglichkeit nicht ausgeschlossen ist, dass beide als Staublawinen anbrachen und den oberen Tobellauf durchfuhren. Indem ich nun an die Vorführung der einzelnen Lawinengebiete gehe, sollen nebst den Erscheinungen aus dem Lawinenjahr auch die im Winter 1889/90 durch zahlreiche Höhenbegehungen bei verschiedenen Schneeverhältnissen gemachten Beobachtungen angeschlossen werden.

Die Lawinen des Blassegg bei Langen *km* 111·4 bis 112·0. Diese Gruppe umfasst folgende Lawinen und Schneerutschgänge:

a) kleiner oder falscher Passürtobel;
b) Benediktertobel;
c) Schneerutschgang, Parzelle 504 und 567;
d) Lawinenzug an der Parzellengrenze 565/566;
e) Simastobel;
f) Längentobel;
g) großer Tobel.

} gegenüber Station Langen

Als Hauptanbruchsgebiete der Lawinen vom Benediktertobel bis einschließlich Längentobel sind die zum Theil bestockten Weiden- und Wiesenflächen des Blassegg anzusehen und kommen für den großen Tobel und den kleinen oder äußeren Passürtobel wahrscheinlich Theile der sterilen Flächen oberhalb Blassegg in Betracht.

Die Schwellenhöhe der Station Langen zeigt die Kote 1217, von wo die Bahn bis zum großen Tobel bis auf Kote 1187 fällt. Die Waldparzellen der Lehne von der Bahntrace aufwärts bestehen aus Buchenbeständen, welche in etwa 1400 *m* Meereshöhe in Nadelholz übergehen, welche ihr Ende in der derzeitigen Waldgrenze auf 1750 *m* Meereshöhe finden. Während die untere Hälfte der Lehne vorwiegend aus Schuttboden besteht, aus dem nur hie und da einzelne Kalkfelsen hervortreten, gehört der obere Theil bis zur Kuppe des Blassegg und des dahinterstehenden „Sattels" den Partnachschiefern und Virgloriakalken der alpinen Trias an, welch' erstere einen guten mergeligen Weide- oder Wiesenboden entstehen lassen, während die plattigen Virgloriakalke, welche gutes Baumaterial geben, in steiler Schichtstellung zum Theil als kahle Rippen aus dem Grün der Wälder hervorleuchten. Der erwähnte „Sattel" hinter der Blasseggkuppe (1988 *m* Seehöhe) zeigt einen 60 *m* langen, senkrecht zum Klosterthal gerichteten Grat, welcher die Wasserscheide zwischen dem kleinen Passürtobel und dem großen Tobel bildet und welcher an die noch höher bis zur Meereshöhe von 2300 *m* aufsteigende sterile, vielfach zerrißene und sehr steile Kalk-Felslehne anschließt. Letztere ist infolge Steilheit und Entblössung fortwährender Abwitterung und Abwaschung unterworfen und bildet hauptsächlich den oberen Theil der Wände, welche in den Passür- und großen Tobel jäh abfallen. Die Simastobel-Lawine hat dort, wo der Tobel auf der Meereshöhe von 1500 *m* ein Knie macht, denselben in gerader Richtung mit einer großen Masse verlassen und den Wald an seinem linken konkaven Ufer bis zur Bahn mit Ausnahme weniger sehr starker Bäume zum größten Theile zerstört. Der tiefe Bahneinschnitt darunter, über den ein gemauerter schmaler Wildbach-Aquädukt führt, war von den Schneemassen vollständig verschüttet und enthielt eine große Menge von Stämmen sammt ihren Wurzeln.

Der ober seinem Schuttkegel tief in die kahlen Wände eingefressene „große Tobel" birgt zur Winterszeit eine große

Menge Schnee, theils durch Schneerutschen und Lawinen von den steilen, kahlen Seitenflächen, theils durch Wind von den Hängen zusammengetragen, und schließlich bauen sich aus Seitenrunsen einige größere Schneekegel, die quer den Tobel absperren, in demselben auf, ohne jedoch den Lauf der Lawinen zu hindern. Am Austritt des Tobels auf seinen Kegel geht das oben steile Gefälle in ein sanfteres über und war daselbst im Jahre 1884 ein Leitwerk mit einer Lücke von 25 bis 30 *m* für den Tobeldurchgang gelassen.

Durch diese Oeffnung wälzte sich am 9. Februar 1888 der Hauptstrom der Lawine hinab zur Bahn, füllte nicht nur das 10 *m* weite und im Maximum 7·1 *m* bergseitige Lichthöhe messende offene Bahnobjekt (Konstruktionshöhe 0·56, schwerer Kastenträger), sondern ging noch wahrscheinlich in geringer Höhe über die Nivellette, wobei der obere Theil der Lawine nur die Geländer zerriss, die Eisenkonstruktion aber nicht beschädigte oder verschob, was lockeren Schnee in den oberen Partien der Lawinenmasse vermuthen lässt. Die Lawine erreichte nach Ueberschreitung der Straße, in welcher sich ein gewölbtes Objekt von 4·8 *m* Weite, 2·6 *m* Lichthöhe, 1·0 *m* Uebermauerung und 8 *m* Breite für die Straße befand, nur dessen schwache Geländermauer mitnehmend, schließlich die Alfenz und staute sich unter Niederlegung eines jungen Waldes am linken Ufer auf. Das Leitwerk kam somit nicht zur Wirkung und war als Ursache wohl die zu große Weite der Durchlassöffnung in demselben anzusehen, die das Gros der Lawine, die dort noch die geringe Breite des engen Thalbettes hatte, unbehindert durchließ, und in zweiter Linie, wenn etwa die Flanken der Lawine an die Mauern geschlagen haben sollten, in dem steilen Winkel (etwa 66°) zwischen Mauerflucht und Lawinenrichtung, welcher ein Ablenken schwierig machte, wobei noch überdies das linke, wenn auch erniedrigte Tobelufer zu übersteigen war. Nachdem die Lawine aus dem engen Tobel in schmalem Strom hervortritt, so bewegt sich deren Masse hauptsächlich im Tobelbett selbst. Nach einem Schneefall, wo der Arlberg-Westportalpegel von 6. bis 7. März 1890 von 0·67 *m* auf 1·46 *m* stieg, kam eine kleine Lawine vom 7. auf den 8. März aus einer tiefen Runse unterhalb des Blasseggsattels hervor, schritt über alle im Tobel vorhandenen Schneekegel hinweg und blieb mit ihrem unteren Ende zwischen den gemauerten Enden des Lawinenleitwerkes liegen. An den Spuren der Lawine war noch am 17. März ersichtlich, dass dort, wo ein Knie im Tobel vorhanden ist, ein Aufstau stattgefunden hatte, mithin die Lawine die Tendenz hatte, in der Fortsetzung der oberen Richtung geradlinig fortzuschreiten und nur durch die dortigen Hindernisse (Tobelufer) gezwungen wurde, der Tobelkrümmung zu folgen.

Lawinen am Ostportal des großen Lawinenschutzdaches zwischen *km* 113·6 bis 113·67. Die Bahn liegt daselbst in einem Anschnitt, der bergseitig mit einer Futtermauer von solcher Höhe versehen ist, dass noch ein Holzdach aufgebracht werden konnte, um die Lawinen unschädlich über die Bahn führen zu können. Um an Länge dieser theuren Anlage zu sparen, wurden an den Portalen an beiden Seiten bergseitig noch Leitwerke angeschlossen, um die abgehenden Lawinen von der offenen Strecke abzuhalten und über das Dach zu führen. Am Ostportal war ober der Bahn für einen 2 *m* breiten Parallelweg in dem daselbst hölzernen Leitwerk eine Lücke von 6 bis 7 *m* offen gehalten worden, durch welche ein Theil der Lawine über die Futtermauer vor das Portal auf die Bahn stürzte. Da das Lawinendach zum Theile vor den thalseitigen Tragpfeilern desselben noch ein bedeutendes ebenes Vorland von mehreren Metern Breite hatte, so prallte der von den Dächern abrutschende Schnee zum Theil dorart auf, dass das Geleise durch Zurückstauung verlegt wurde.

Lawinen am Ostportal des kleinen Lawinendaches *km* 113·930 bis 113·950. Das steinerne Leitwerk oberhalb des Ostportals war nach aufwärts zu kurz, vielleicht auch etwas zu niedrig, so dass ein Theil der Lawine auf das Bahnplanum kam.

Lawine am Spreubach bei *km* 115·2 bis 115·6. Diese war für den Bahnbetrieb im Februar 1888 die verhängnisvollste, indem durch sie die schiefe Eisenkonstruktion von 9·4 *m* senkrechter (10 *m* schiefer) Lichtweite (Konstruktionshöhe 1·22 *m*, Fahrbahn oben) bis hinab zur Straße getragen wurde, was, nachdem die anschließenden Strecken wieder betriebsfähig wurden, noch etwa einen Tag die Aufnahme des Betriebes, der durch ein Holzprovisorium vermittelt wurde, verzögerte. Der vom Spullersee kommende Spreubach hat seinen oberen Lauf in der ostwestlich streichenden weichen, gelben Rauchwacke nahezu parallel zum Klosterthale tief eingeschnitten, biegt nach Verlassen derselben senkrecht zum Klosterthale ab und verquert die senkrecht stehenden harten Kalke der Carditaschichten. Etwas unterhalb der Stelle, wo der Tobel die gelbe Rauchwacke verlässt und in eine NS.-Richtung umbiegt, mündet von Norden her ein größerer, von der Kulmination Spullers (Cote 2286) herabkommender wasserführender Tobel ein, der sich in zahlreiche tiefe, schwer oder gar nicht zugängliche kahle Runsen und Wände im leicht verwitternden Dachsteindolomit auflöst, welche die Hauptmassen für die bei starken Regengüssen abgehenden Spreubachmurgänge liefern, und denen unaufhaltsam feinerer und gröberer Schutt entrollt. Dieselben mögen auch die Hauptanbruchsstellen für die Lawine gegeben haben, deren größter Schneestrom sich in bedeutenderer Breite als das Bahnobjekt längs des Spreubaches bis an die gewölbte Straßenbrücke von 6·5 *m* Weite, 4·3 *m* Lichthöhe, 2·6 *m* Uebermauerung und 8·0 *m* Breite ergoss, und sind in einer etwa 8 Tage nach dem Verfall aufgenommenen Photographie die glatt gerieften, senkrecht stehenden, seitlichen, sekundären Trennungsflächen zwischen Lawinen und ruhig stehen gebliebenem Schnee zunächst des Objektes noch deutlich erkennbar. An der Straßenbrücke staute sich die Schneemasse und lag dort die zum Theile verbogene Eisenkonstruktion der Bahn, so dass dieselbe vor dem Einbringen einer Reparatur in der Brückenwerkstätte unterzogen werden musste. Das Bahnobjekt hatte bergseits eine lichte Höhe von 6 *m* und ist der Lawinenschnee nach einer rohen Schätzung 3 bis 4 *m* über der Nivellette gelagert gewesen. Angeblich ist die Spreubachlawine im Jahre 1807 oder 1809 das letztemal in größerer Masse in's Thal gefahren, wobei 11 Menschen verunglückten; in kleinerer Ausdehnung erschien sie in der Mitte der Sieb-

ziger Jahre, wo sie bis in die Nähe der bewohnten Häuser drang, doch ist die letztere Angabe nicht vollkommen verbürgt.

Lawine im Gonderbach bei Flirsch bei *km* 86·987 auf der Ostseite des Arlberges. Dieselbe kam um 4 Uhr Früh und umrahmte die Lokomotive eines verkehrenden Personenzuges, verschüttete das Geleise auf dem 10 *m* weiten offenen Durchlass von 4·6 *m* größter Lichthöhe (Blechträger 0·87 *m* Konstruktionshöhe, Fahrbahn oben) und überschritt die Resana bis zur gegenüberliegenden Straße. An der Eisenkonstruktion wurden nur die Geländer verbogen und einige Bretter der Bedielung gebrochen.

Lawinenbeobachtungen am Arlberg im Winter 1889/90. Zur Beurtheilung einiger noch wenig aufgeklärter und beschriebener Details von Lawinen haben zwei im obigen Winter abseits der Bahn abgegangenen Lawinen sowie ein Schneerutsch am Bachfallentobel bemerkenswerthe Momente ergeben. Nach einem Schneefall von 45 *cm* in Langen und 29 *cm* in St. Anton, Westportalpegeltiefe 95 *cm*, Ostportalpegeltiefe 46 *cm* und 53·7 *mm* Schmelzwasserhöhe in Langen und 55·7 *mm* in St. Anton, dem zeitlich am Morgen des 25. Jänner Regen folgte, erhielt ich Nachricht von dem Abgang von Lawinen im Legumtobel und oberhalb Stuben.

Legumtobellawine bei St. Anton am rechten Resana-Ufer. Bei meiner am 27. Jänner bis in die obersten Regionen vorgenommenen Begehung ergaben sich folgende Wahrnehmungen: Der Tobel ist ein tief eingeschnittenes Rinnsal mit einem größeren, nahezu vertikalen Absturz etwa in der Mitte des Laufes, über den in warmer Jahreszeit ein Wasserfall abstürzt und der am Tage der Begehung die bekannte trauben- oder nierenförmig-wulstige Eisdecke zugefrorener Wasserfälle zeigte. Der Schnee abseits des Tobels hatte unter einer lockeren, 2 *cm* dicken Neuschneelage vom vorhergehenden Tage eine 2 *cm* starke Eiskruste, die im Schnee nicht tief eingedrungene und gefrorene Regenmasse vom 25. Jänner, unter welcher wieder trockener, aber durch Lagern schon etwas fester gewordener Schnee vorhanden war. An Stellen, wo dem Boden Alpenrosen und anderes Gestrüpp entsprossten, welche zum großen Theil vollständig von Schnee bedeckt, daher unsichtbar waren und letzteren ziemlich fest hielten, zum Theile an den Berührungsstellen auch angefroren sich zeigten, maß die Schneetiefe infolge der großen Hohlräume bis zu 0·60 *m*. Die wirkliche Schneemenge mochte 0·4 bis 0·5 *m* nicht überstiegen haben. Der Tobel entspringt in zwei Armen, an welche kahle und steile Felshänge anschließen. Dieselben hatten nur wenig Schnee und eine der zum Stanzer Thal beiläufig parallel streichenden Hangflächen war nahezu schneefrei, was jedoch blos als das Resultat des Spieles der Winde angesehen werden mochte. Die beiden Ursprungszweige des Tobels waren ziemlich mit Schnee erfüllt, an den zunächst liegenden Hängen jedoch konnte man Bruchränder, Rutschspuren u. dgl. auf Schneebewegungen deutende Vorkommnisse nicht wahrnehmen. Auch an der Lawine bei Stuben mangelten solche Anzeichen. Die Frage also, ob durch ein Abgleiten der Massen von den Tobelhängen *h* (Fig. 3, Taf. X) die Einleitung der Bewegung stattfand, muss unbeantwortet bleiben; sollte dies trotz fehlender Merkmale, die übrigens durch den nachfolgenden Schnee- und Regenfall verwischt sein konnten, der Fall gewesen sein, so hat sich der abgelassene Schnee vom liegengebliebenen nicht in scharf ausgesprochenen Kanten abgetrennt, sondern müsste die Abtrennung in allmäligem Uebergang stattgefunden haben. Die Spuren der Bewegung zeigten sich erst bei *t* (Fig. 3). Daselbst lag ein größerer Schneehaufen (2000 bis 3000 m^3), der nicht nur der Höhe nach bedeutend über die übrigen tobelauf- oder abwärts liegenden Schneemassen des Tobels hervorragte, sondern thalab zahlreiche schalenartige Bruchränder im Schnee zeigte, die, in den Figuren 3 *a* und 4 *b* schematisch angedeutet, in ähnlicher Weise auch bei Bodenbewegungen auftreten. Es brach die infolge des Thauwetters und Regens schwerer gewordene und sich zusammenschiebende Masse im Tobel selbst ab und setzte sich thalabwärts in Bewegung offenbar die zum Theil schon im Tobel liegenden oder erst durch die Lawine selbst von den Seitenwänden in Bewegung gerathenen Massen mitnehmend. Die erwähnte Schneemasse mit den Bruchterrassen und die den Tobel auf große Längen ausfüllenden Schneeknollen waren die Reste und Zeugen der Bewegung. Bald unterhalb des Punktes *t* zeigten sich die Tobelwände rechts und links auch bei Bestockung mit Gestrüpp, hoch hinauf, oft bis zum 10 bis 15 *m* höher liegenden, den Tobel begleitenden Rücken schneefrei gerutscht. Beim beeisten Wasserfall waren die schmutzig-bräunlich bestaubten Schneemassen in vielen kleinen Knollen bis zu 15 und 20 *m* hoch auf die Tobelwände verspritzt. Am linken Ufer daselbst zeigte sich der Schnee von dem dortigen Gestrüpp, wahrscheinlich durch aufspritzende Massen, abgeschoren, wobei kleine, noch oben hängende abgetrennte Nachbrüche von dem Strauchwerk zurückgehalten wurden. In der unteren, bereits flacheren Partie unfern des Wasserfallfusses bis hinaus gegen die Resana, wo das Ende des Lawinenstromes lag, hat sich letzterer 0·45 bis 0·5 *m* über der Tobelsohle auf einem Theil des alten, festeren Schnees bewegt. An den Seitenwänden des Rinnsals daselbst waren 2, 3 bis 5 *m* hoch die Bewegungsriefen in zahlreichen parallelen, thalab gehenden Linien im Schnee und Ufermaterial deutlich und schön markirt, was ein Bild von der Maximalhöhe der Lawine beim Durchflusse ergab.

Lawine oberhalb Stuben. Oberhalb Stuben, 200 bis 300 *m* von der Arlbergstraße längs des Zürsbaches entfernt, hat am rechten Ufer ein Schneestrom vom Schingel und Pengart den Bach erreicht. Bald nach der Stelle, wo die Lawine von oben her den Schuttkegel des Tobels, in welchem ihr Bett liegt, erreicht, und die Tobelufer niedriger werden, war ein größerer Schneehaufen, der 1 bis 3 *m* den oberen Tobelrand überragte, vorhanden. Der Schnee kam dort zur Stauung, trat aus dem Tobelbett heraus und wälzte sich zuerst in gerader Richtung, sodann allmälig in sanftem Bogen bis in den Bach. Der unter den Lawinenmassen gelegene alte frühere Schnee war an manchen Stellen komprimirt, z. B. von 0·6 auf 0·3 *m*, an anderen Stellen weniger und auch gar nicht. Fig. 5 Taf. X stellt ein schematisches Querprofil im oberen Tobel nach Abgang der Lawine dar. Sowohl diesem Profil als dem Profil in Fig. 6

ist zu entnehmen, dass die Lawine über den dort gelegenen Schneemassen abrutschte, und zeigt erstere Figur auch die Höhe an, welche die Lawine bei ihrer Bewegung längs der Tobelwand besass.

Der sich abspielende Vorgang dürfte folgender gewesen sein: Die aus dem steileren oberen Tobel zu Thal rutschenden Schneemassen kamen auf der flacheren Schuttkegelpartie in langsamere Bewegung. Die nachdrängenden Massen wulsteten einen mächtigen Haufen auf, welcher allmälig, dem großen Druck nachgebend, auf der thalseitigen Fläche (ähnlich wie im Legumtobel) abbrach, um seine Schneemassen weiter gleiten zu lassen. Der Winkel, unter welchem die Lawine an einer Krümmung des Tobels von der Tobelrichtung ablenkte und mehr in gerader Richtung fortsetzte, war ungefähr 30 bis 40°.

Bachfallentobelrutsch bei *km* 112·6 bis 112·7 Zum Schutze der Bahn wurde oberhalb derselben im Bachfallentobel ein von den Forstbeamten projektirtes und von denselben hergestelltes mächtiges Bollwerk aus Säulen und Horizontalriegeln aus vielhundertjährigen überständigen Waldbäumen, die behufs Verjüngung des Waldes gefällt wurden, im Herbst 1889 zur Ausführung gebracht (Fig. 7 und 8). Im darauffolgenden Winter kamen an der etwa $^5/_4$füssigen Lehne Schneemassen in Bewegung und legten sich dieselben kegelartig an die hohe Wand an, ohne sich seitlich besonders auszubreiten. Nur bei größerer Menge wäre die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, dass noch seitlich des Kegels sich Schneeschalen ansetzen. und zwar so lange, bis sich eine ebene Fläche von der Oberkante der Wand gegen den rückliegenden Abhang aufgebaut hat; aller herankommende Schnee rutscht oder rollt natürlich weiter, unbeeinflusst von dem Fassungsraum, der seitlich etwa noch zur Ablagerung vorhanden wäre (Fig. 7 *b*).

Auf dem internationalen land- und forstwirthschaftlichen Kongress in den ersten Septembertagen v. J. in Wien, dem ich beiwohnte, kam die Frage: Welche Erfahrungen liegen über Wildbach- und Lawinenverbauungen vor? zur Behandlung. Die drei Referenten Wang (Wien), Landolt (Zürich, und P. Demontzey (Paris) erörterten die Verhältnisse der von ihnen repräsentirten Länder im Allgemeinen. In Tirol und Vorarlberg*) sind im Jahre 1887/88 2647 Lawinen, darunter 1355 ständige, 765 periodische und 527 vereinzelt auftretende bezeichnet; 53 Menschen verloren ihr Leben, 1208 Objekte wurden zerstört. Der Schaden wird mindestens mit 754.162 fl. bewerthet. Die aus dem in der Note bezeichneten Aufsatz auch in eines der Referate übergegangene Darstellung, „dass dort, wo nur einzelne Bäume und Sträucher zerstreut über Flächen vorkommen, keine Schneelawinen abgingen“, kann nur einem Irrthume ihre Entstehung verdanken; im Gegentheile wird Strauchwerk als Lawinenbildung befördernd angesehen, nur geradstämmig dichter, nicht zu alter Wald verhindert das Anbrechen von Schneemassen.

*) Franz. „Die im Winter 1887/88 in Tirol und Vorarlberg abgegangenen Schneelawinen“ in „Mittheilungen des Forstvereines für Tirol und Vorarlberg.“ VII. Heft 1888.

Auch in Kärnten*) sind im gleichen Jahre zahlreiche Lawinen niedergegangen, die großartigsten davon an den Nord- und Südgehängen der karnischen Alpen. Im Vorderbergergraben kamen 17 Lawinen herab, überquerten und stauten den Bach 20 *m* hoch, welcher nach 2 Tagen durchbrach und die Ortschaft Vordorberg bis zu den ersten Stockwerken mit einem breiartigen Schnee- und Wassergemengsel überfluthete.

Trotz der durch Lawinen entstehenden großen Verluste an Menschen, Thieren, Gebäuden u. s. w. ist in Oesterreich bisher noch kein Schutzbau veranlasst worden, obwohl beispielsweise der oben angegebene von Tirol und Vorarlberg allein mit 754.162 fl. gegen jenen der Schweiz mit 538.208 Frcs., fast das Dreifache beträgt und in letzterer alljährlich zahlreiche Verbauungen vorgenommen werden. Ob in dieser Beziehung in Oesterreich, trotzdem oft einfache und billige Mittel genügen würden, um Ersprießliches zu leisten, eine segensreiche Action zu gewärtigen ist, vermag ich nicht zu beurtheilen. Dass dies jedoch höchste Zeit wäre, wird wohl kaum Jemand ernstlich bestreiten.

Lawinen der Schweiz.

Die Angaben über Schneetiefen sind nur spärliche und hat nur ein Beobachter in Sils Maria Schneepegelbeobachtungen durch einen einzigen Winter gemacht, die Coaz in seinem Werk veröffentlicht hat.

Aus dem Jahre 1887/88**) liegen einige Daten über 675 Lawinen, die Schäden verursacht haben und von denen die Zeit ihres Abganges bekannt war, vor. Hiernach fielen Oktober (1887) 3, Dezember 5, Jänner (1888) 3, Februar 381, März 205, April 60, Mai 18 Lawinen.

Am zahlreichsten erfolgten die Lawinenstürze an den folgenden Tagen:

15. Februar	28 Lawinen	28. März	66 Lawinen
16. „	56 „	29. „	37 „
17. „	21 „	17. April	9 „
26. „	133 „	19. „	8 „
27. „	49 „	5. Mai	5 „
27. März	21 „	10. „	4 „

Nach der Beschaffenheit der Schneemassen traten auf als:

Staublawinen	468
Grundlawinen	510
Oberlawinen	18
Gletscherlawine	1
Staub- und Grundlawinen	84
Staub- und Gletscherlawine	1
Unbestimmt	12
Zusammen	1094

davon brachen 804 ober der Waldgrenze, 210 unter derselben an. Auch Anbrüche von einigen Kilometern Länge fanden statt, ohne dass es hiebei zur Bildung von Lawinen kam. Den Lawinenberichten sind folgende charakteristische Verhältnisse entnehmbar: Im Februar fuhren hauptsächlich Staublawinen, darunter auch solche, die ganze Waldparzellen

*) Suda. „Waldbeschädigungen durch .... Lawinen“ etc. im Rechenschaftsbericht des kärntnerischen Forstvereines 1890.

**) Coaz „Der Lawinenschaden im schweizerischen Hochgebirge im Winter und Frühjahr 1887/88. Bern 1889“.

unbeschädigt überflogen (Langwieskuhboden, 17. Februar, bei Föhn!), im Frühling Grundlawinen ab. Auch Oberlawinen kamen vor, sowie Grundlawinen, die sich in Staublawinen auflösten. Sowohl bei der Oberlawine im Obloch am 8. Februar Abends 5 Uhr, als bei der Staublawine im Rothstollen den 5. April war die Witterung ziemlich warm und zu Regen geneigt; im Thal fiel Regen mit Schnee vermengt. Bei den Staublawinen im Forstbezirk Sargans wird bemerkt, dass sich dieselben im Berichtsjahr in möglichst gerader Richtung bewegten und innerhalb ihrer Grenzen allen Wald zerstörten; bei der Lattläuwe, deren Tobel eng ist und aus vielen Biegungen, Kesseln und Felsblöcken besteht, verließ die Lawine denselben in seinem unteren Theil, wo er weniger tief ist, und mähte die dortigen Lärchenwälder nieder. Aehnliches gilt für den Frondenbergtobel, für die Kehrhalde (bei Föhnsturm), Abristhorn, Zügdöhlen u. A. Blos in drei Fällen wird die Ablenkung von Staublawinen angegeben: beim äußeren Arm der Wieselläue, wo ein bereits früher entstandener Schneekegel einer anderen Lawine dieselbe zwang, einen Bogen von 200 *m* Länge zu beschreiben, sodann im Hochfeld, Alp Säntis, wo eine starke Rothtanne (ohne Angabe des Ortes) eine Abweichung bewirkt haben soll. Schließlich wurde die Lawine in der „Hölle“ vom Tristolhorn, 3100 *m* ü. M., einige hundert Meter in einer Kurve längs einem Moränenwall geführt.

Im Peilerthal (Graubündten) brach von Mabbelte unweit Vals bis in die Fanollaalpe auf eine horizontale Länge von 2 Stunden eine Grundlawine an. Hütte und Viehstall der Alpe, über welche die Lawine hinwegzog, wurden nicht zerstört, doch war so viel Schnee angesammelt, dass man noch im Juli denselben wegschaufeln musste, um in die Gebäude zu kommen. Wenn nicht vorher durch Wehen, langsame Schneebewegung oder Schneerutschen die Bauten hinterfüllt wurden, so hätte man den seltenen Fall vor sich, wo eine Grundlawine, ein Hindernis hinterfüllend, über dasselbe hinwegschreitet.

B e s c h ä d i g u n g e n a n S t r a ß e n o b j e k t e n. Im Jahre 1877 wurde eine Holzbrücke über den Muotabach an der F u r k a durch eine Lawine zerstört. Die O b e r a l p b r ü c k e ebendort, die auch beschädigt wurde, ist eine Holzbrücke mit steinernen Widerlagern. Die alte S p r e n g i b r ü c k e zwischen Göschenen und Andermatt wurde angeblich durch eine Lawine beschädigt Sie besteht aus zwei gewölbten Oeffnungen und fehlen die Geländermauern des kleineren Bogens. Die Brücke war im Sommer 1890 zum Theile eingerüstet, so dass möglicherweise das Gewölbe auch gelitten haben könnte. Nachdem jedoch unweit davon im Jahre 1888 die bekannte Teufelsbrücke eingestürzt ist, so mag der Fall nicht ausgeschlossen sein, dass man den Einsturz der erstgenannten zum Theil benützten Brücke verhindern will.

A b b a u t e n z u m S c h u t z d e r S t r a ß e n. Galerien.*) Die Galerie im S c h w a b e n t o b e l (Fig. 9, Taf. X) an der Landwasserstraße wurde gleich denen an der S c h y n-Straße sehr stark gebaut, wegen der Möglichkeit stark auffallender Lawinen an dortiger Stelle. Diejenige am F l ü e l a (Fig. 10 bis 12, Taf. X) hatte so bedeutende Abmessungen nicht nöthig, weil der Hang weniger steil und der Aufschlag der Lawine weniger zerstörend wirkt. Am O f e n b e r g, unweit Zernetz, ist eine Rinne, die auch eine Schneelawine auf die Straße führt, die jedoch nie groß wird. Man konnte deshalb an jener Stelle die Dimensionen gering annehmen und sind daher die Stärken sehr herabgemindert worden, um das zweifelhafte Fundament nicht mehr zu belasten, als absolut nothwendig war; es können diese Dimensionen als die kleinsten angesehen werden.*) [Fig. 13.]

An der J u l i e r s t r a ß e am C r a p G e s hat eine Galerie mit Holzdach bestanden, doch war sie bei einer Länge von blos 16 *m* für große Lawinen zu kurz und ist deswegen im Frühling 1888 theilweise zerstört worden. Anstatt diese wieder herzustellen, hat man im hinterliegenden Kalk in gestreckter Krümmung einen Tunnel von 41 *m* Länge geschlagen, der sammt Begleitungsarbeiten bei einem Tunnelprofil von 20 m^2 9000 Franken gekostet hat. Die Kosten der Galerien inclusive Hausteinen mit einer lichten Weite von 4·20 *m* betragen je nach der Oertlichkeit 300 bis 400 Franks für das laufende Meter.

V e r b a u u n g e n. Der Verbau der Lawinen erfolgt hauptsächlich im Anbruchsgebiet, auch da, wo weniger der Wald als Ortschaften zu sichern sind. Die Abbauten, deren Kosten zur Hälfte der Bund, sodann zum Theile der betreffende Canton und den Rest (meist nicht mehr als 20 %) die Gemeinden bestreiten, n e h m e n v o n J a h r z u J a h r zu und haben die bisher ausgeführten Werke, trotz der äußersten durch die Verhältnisse gebotenen Sparsamkeit, insbesondere jene unter Oberaufsicht des Vorstandes der schweizerischen Forstverwaltung C o a z, dem auch die Einbürgerung der ganzen Abbauweise zu verdanken ist, überall ihren Zweck erreicht. Es liegt in der Natur der dortigen Verhältnisse, dass die die unmittelbare Aufsicht führenden, durch anderweitige Berufsgeschäfte abgezogenen Forstleute, die häufig noch Gemeindebeamte oder Lehrer sind, sich nicht voll der Aufgabe widmen können, so dass ab und zu Mängel vorkommen müssen, die jedoch gut zu machen sind. Die Gemeinden wollen vom Weideland nichts verlieren, Weideverbote werden nur widerwillig erlassen, daher schreiten die für die verbauten Flächen so wichtigen Aufforstungen nur wenig vorwärts. Im Nachfolgenden sind die bereisten Verbauungen in der Reihenfolge, wie sie besucht wurden, vorgeführt.

V e r b a u o b C o m p a t s c h i m S a m n a u n t h a l. Die schweizerische Ortschaft Compatsch ist durch eine in einer flachen sonnseitigen Mulde im etwa $^3/_4$ füssigen Terrain auf der Meereshöhe von 1850 *m* anbrechenden Lawine bedroht gewesen. Das Anbruchsgebiet ist theilweise durch Trockenmauern von 0·6 *m* Kronenstärke und rund 1·0 *m* rückwärtige Höhe, die schätzungsweise 15 *m* hoch übereinander angeordnet sind, abgebaut. Außerdem kommen auch Schneebrücken vor, wo die thalseitigen auf Fels stehenden Holzsäulen mittelst Rundeisenstücken, die einer-

*) Die nachfolgenden Angaben über Galerien verdanke ich dem Stellvertreter im eidgenössischen Oberbauinspektorate Herrn v. M o r l o t.

*) Dort, wo Lawinen über die Galerien nur hinwegrutschen und nicht aufschlagen, was zumeist der Fall ist, besonders wenn die oberste Fläche der Galerie genau in der Hanglinie liegt, wird man überall mit geringen Dimensionen auskommen und sind Lawinengalerien nicht selten mit unnöthig starken Dimensionen hergestellt.

seits in den Fels, anderseits in die brunnenrohrartig ausgebohrte Säule eingelassen erscheinen, festgemacht wurden. Die in Reihen angebrachte Verpfählung ist durch Anbringung von 3—4 angenagelten dünnen Horizontallatten verstärkt. Manchmal schließt in derselben Höhenkurve an die Verpfählung eine Schneebrücke an. Sonderbarer Weise steht in der tiefsten Linie der eigentlichen Mulde blos eine einzige Mauer und sind nur einige kurze Pfähle und im unteren Theile der Mulde außerhalb des eigentlichen Anbruches einige alte Lärchen vorhanden.

Die Waldgrenze im Samnaun dringt bis 2000 und 2100 *m* Meereshöhe vor und wird von den Kulturen im Verbau bei den Aufforstungen die Rede sein.

Verbau ob Martinsbruck im Engadin. Derselbe besteht aus Trockenmauern im Anbruchsgebiet, die oberhalb der etwas über 1800 *m* reichenden Waldgrenze bis zur Höhe von 2000 *m* errichtet sind. Die Mauern stehen nicht blos an der direkt gegen das Thal abdachenden, sehr schwach eingemuldeten Lehne, sondern vor und hinter der Mulde, dort wo die hügelartigen Ränder wieder zurücktreten und wie bei *a* und *b* in der schematischen Figur 14 angedeutet ist. Man hat Arvensämungen versucht, dieselben haben jedoch nicht angegriffen und so fehlt bisher die Anlage einer Kultur. In den unterhalb der Verbauung liegenden Lawinenzügen, die den Wald an drei bis vier Stellen bis in den Thalgrund durchbrochen hatten, sind neue Kulturen angelegt.

Verbau ob Zernetz am Kirchberg (Munt della Baseglia) am linken Innufer. Dieser für zwei, die Ortschaft gefährdende Lawinenstriche in der Höhe von 2600 bis 2700 *m* liegende, aus vielen Trockenmauern bestehende Verbau war am 20. Juni noch zum großen Theile im Schnee und konnten dadurch einige wichtige Beobachtungen gemacht werden. Eine der Mauern stack noch vollständig im Schnee, so dass nur deren Oberkante sichtbar war, mehrere andere zeigten sich nahezu bis zur Krone mit Schnee hinterfüllt. Bei mehreren Mauern waren im Schnee deutliche Spuren über dieselben gegangener Schneerutschen sichtbar. An anderen Stellen lagen bergseits der Fänge kegelartige Hinterfüllungen, ähnlich der Schneerutschansammlung am Bachfallentobel (siehe Seite 27).

Auch hier kamen in den tiefsten Punkten der Mulde nur zwei schwache Mauern vor, (Coaz hat in meinem Beisein deren Vermehrung angeordnet) und hatten sich deutliche Spuren stattgehabter Schneebewegungen gekennzeichnet.

Wie die Fig. 15 zeigt, waren bei *a*, *b* und *c* Lücken gelassen und Merkmale abgegangener Schneerutsche, die bei *d* über die Mauer gingen, nicht zu verkennen. Die Möglichkeit des Einflusses auf wirkliche Lawinenbildung solcher selbst kleiner Lücken (bei *c* blos 1 *m*) nach der Richtung der größten Bodenneigung ist wohl nicht ausgeschlossen, doch könnte erst auf Grund thatsächlicher Beobachtungen dies eruirt werden. Solange jedoch das Gegentheil nicht festgestellt erscheint, erachte ich derartige Unterbrechungen als bis auf Weiteres nicht empfehlbar. (Beobachtungen am Arlberg werden diese Frage hoffentlich klarlegen.) Da noch am 20. Juni die Bauwerke, wie erwähnt, bis nahe an die Krone im Schnee steckten, so ist kein Zweifel, dass sie im Winter noch überdeckt waren. Dass trotzdem keine nennenswerthen bis in's Thal gehenden Lawinen abgingen, hat den Anschein aufkommen lassen, dass Mauern nicht blos zurückhaltend, sondern auch theilend wirken, d. h. dass gleichzeitig größere Mengen nicht in Bewegung gerathen. Die Mauern stehen 8—12 *m* übereinander, also ziemlich nahe gegenüber anderen Abbauten. Die Bodenneigung ist etwa $1^1/_2$füssig. Der Baustein — schöne lagerhafte Gneise — wurde gleich neben den Mauern gewonnen, so dass nicht nur der in solch' geneigtem Terrain schwierige und daher theuere Transport erspart wurde (die Mauern kosteten im Minimum pro 1 m^3 Frcs. 3·44), sondern es wurden auch hinter den Mauern Ablagerungsplätze von größerer Ausdehnung für den Schnee geschaffen, welche die Wirkung der Mauern unterstützten.

Die beiden abgebauten Lawinen, deren Gänge sich nahe an der Waldgrenze kreuzen, haben vor der Verbauung nebst einer noch unabgebauten Lawine in die Waldungen ob Zernetz keilförmige Einrisse verursacht. Die jetzige Waldgrenze am Kirchberg geht bis 2100 und 2200 *m* und ist der Bestand des oberen Waldtheiles hauptsächlich Arven. Die jungen Zirbenkulturen in den Waldeinrissen und auf einer durch Brand entstandenen Waldblöße waren durch Schafe, welche die frischen zarten und saftigen Triebe abgeweidet hatten, sehr beschädigt. Die sporadisch vorkommenden anderen Nadelhölzer zeigten diese Schäden nicht.

Verbau oberhalb Val Rasohitsch. Die Anordnung der daselbst vor nahezu 10 Jahren ausgeführten Trockenmauern war eine von der gewöhnlichen jetzigen Art verschiedene, indem die in einer Horizontallinie stehenden Schneefänge durch Lücken von 1·5 bis 3·0 *m* getrennt sind.

Verbau la Seja am rechten Innufer nächst Zuz, wo die Thalsohle bereits eine Meereshöhe von 1650 *m* zeigt, an der nordwestlich abfallenden, also größtentheils schattenseitig gelegenen Lehne zum Waldschutz im Jahre 1875 über der daselbst bei 2200 *m* hohen Waldgrenze bis zur Cote 2370 *m* ausgeführt. In E. Landolt's Büchlein: „Die Bäche, Schneelawinen und Steinschläge“, 1886, ist auf Tafel XIX ein Plan eines Theiles dieser Verbauung veröffentlicht. Die Mauern bieten den gewöhnlichen in der Schweiz üblichen Typus von 1 *m* bergseitiger Höhe dar. Die Höhendistanzen gingen bis zu 18 Höhenmetern von der Oberkante der Mauern bis zum Fuss der nächsten darüberliegenden. Coaz ordnete die Einschaltung neuer Mauern an. Die angewendeten 15 *cm* dicken, in Reihen stehenden Scheitholzpfähle sind auf 0·6 bis 0·8 *m* Entfernung 0·3 *m* tief eingeschlagen, zeigen eine Höhe von rund 1 *m* und sind thalseits mit Steinen verkeilt und fest. An einigen Stellen waren die Pfähle thalwärts geneigt und zum Theil abgebrochen. Da die im Boden steckenden Reststücke bis zur Pfahlspitze thalwärts gedreht erscheinen, so kann von einer Wahrscheinlichkeit gefrornen Bodens unter der Schneelast und damit eventueller natürlicher Festigung etwaig lockerer Pfähle keine Rede sein. Im Gegentheil wird selbst vor dem ersten Schneefall eingetretenes Festwerden lockerer Pfähle durch Frost bei allmälig mächtiger werdender

Schneelage wieder aufthauen und sodann der Pflock, der Schwere des Schnees nachgebend, sich thalab neigen und unter Umständen ganz herausgerissen. Viele der Pfähle stehen nach Angabe noch seit 1875 und ist nur ein geringer Theil durch neuere ersetzt worden. Im Winter 1887/88 sollen Oberlawinen über Mauern und Pfähle abgegangen sein und liegen im unteren Theil des Verbaues abgebrochene und mitgerissene Pfähle. Die im Jahre 1875 gepflanzten Arven sind ca. 30 *cm* hoch und dringen dieselben, wenn auch in kümmerlichem, legföhrenartigen, aber dennoch aufrechtstehenden Wuchs bis zur Höhe von 2300 *m* vor. Nachdem zwischen Pontresina und St. Moritz einzelne kräftige Arvenbäume bis zu 2400 *m* Seehöhe vorgedrungen sind, der Verbau auch nicht abgefriedet ist, so könnte hier möglicherweise Verbiss durch weidendes Vieh der nahen Alpe die Ursache der Verkümmerung sein.

Verbau ob Bevers. Nachdem anfangs des Jahres 1888 oberhalb der Waldgrenze eine Lawine abbrach, die 30 *m* vor den Häusern des Ortes stehen blieb, so ging die Gemeinde sofort an den Verbau derselben. Nach in früheren Jahren vorhergegangener Pfählung hat man Trockenmauern 8—12 *m*, auch bis 18 *m* und noch höher übereinander aufgestellt. Am unteren Ende des Verbaues wurde eine Felskehle mit thalsperrenartig gestellten Trockenmauern abgebaut. In der Planskizze 16, Taf. X, ist die Anordnung der Mauern im Anbruchsgebiet ersichtlich. Die am SW—NO Grat aufgestellten und 1·5 *m* hohen Mauern Nr. 1 und 6 wurden zur Verhinderung der Bildung von Schneeanhäufungen und Schneewehen im Anbruchsgebiete selbst erbaut.

Zur Vermehrung der Wirkung der Schneefänge ist theilweise eine schachbrettartig angeordnete Verpfählung ausgeführt.

Verbaungen an der Straße längs des Silvaplana-Sees. Die Mauern dieser Localität wurden von den Ingenieuren der Straßenverwaltung zum Schutz der Engadiner Straße gegen Lawinen, die von der Felswand „La Fratta“ herabkommen, hergestellt. Aus dem Querprofil in Fig. 20, Taf. X, sind die 0·8 oder 1·0 *m* Kronenstärke haltenden Trockenmauern mit 25 % igen Böschungen ersichtlich, die, entgegen den bisher beschriebenen anderen Ausführungen, mit einer schwach muldenförmigen Steinausfüllung zwischen Mauerkrone und natürlichem Abhang versehen sind, und machen diese Terrassen den Eindruck des ungemein Haltbaren. Thatsächlich sollen dieselben auch von Lawinen, die zeitweilig in den Lehnen oberhalb der Felswand anbrechen und bis in den See schlagen, nicht beschädigt worden sein, ein Zeichen, dass ihre Konstruktion eine widerstandsfähige ist.

Von den freistehenden, also nicht hinterfüllten Mauern anderer Oertlichkeiten sind aber auch nur wenige Fälle angegeben worden, wo ein Schadhaftwerden der Mauer ersichtlich war, und wird dasselbe entweder ungünstigem Fundament oder schlechtem Steinmaterial zugeschrieben. Nur der Kreisförster Müller in Faido wusste von einer durch Lawinenbewegung umgeworfenen oder eigentlich in ihrem oberen Theil abrasirten Abbaumauer im Tessinthal zu sprechen, doch waren dort die Höhen-Entfernungen zwischen den einzelnen Bauwerken sehr bedeutend und jedenfalls zu groß. Coaz zieht die freistehenden Mauern den hinterfüllten vor, weil letztere um das Maß der Hinterfüllung weniger Schnee zurückhalten können.

Beim Verbau eines Lawinenzuges ob der „Fratta“ am Silvaplana-See behufs Waldschutz sind die an beiden wenig eingeschnittenen Ufern erbauten Trockenmauern, die 20 bis 35 *m* hoch übereinanderstehen, durch kleine Steinterrassen oder Thalsperren verbunden. Wasser, vielleicht auch Schutt kann über dieselben hinwegfließen, Schnee stützt sich an dem horizontalen Theil der Sperren.

Trockenmauern in den Maloja-Kehren. Die in dem Steilabfall von dem Maloja- oder Maloggia-Pass in's Bergell führende Straße hat in den zahlreichen Serpentinen Mauern mit und ohne Hinterfüllungen. Selbst an den Straßenböschungen sind Mauern angebracht, die von dem dortigen plattigen, in Menge vorhandenen Steinmaterial leicht hergestellt werden konnten.

Lawinenbauten im Tessin- und Reußthal wurden sowohl durch die Forstverwaltung, als auch durch die Gotthardbahn-Gesellschaft ausgeführt.

Verbau am Monte Pettine, oberhalb Varenzo und Catto nächst Faido am linken Tessinufer in der Meereshöhe von 2150—2400 *m* vor zwei Wintern ausgeführt. Derselbe wurde noch im Schnee liegend gefunden, wobei letzterer hinter den Trockenmauern $^{7}/_{5}$ füssig gelagert war. Viele kurze Mauern stehen ziemlich regellos übereinander und hat Coaz zahlreiche Ergänzungen angeordnet. Laut Angabe eines Ortsbewohners von Quinto ist eine Oberlawine über die Mauern abgegangen. Beschädigungen waren keine zu sehen.

Lawinen an der Gotthardbahn. Die nördliche im Reußthal liegende Rampe, die eine Thalsohle von 800 bis 1100 *m* Meereshöhe mit beiderseitigen Gebirgskämmen bis zu 3000 Meter aufweist, hat ein jährliches Niederschlagsquantum von 1010 *mm* *). Die Schneehöhe im Thalboden wird mit drei Fuss, an den Gehängen hinauf rasch zunehmend, angegeben. Die mittlere jährliche Niederschlagsmenge der Südrampe zwischen Faido und dem Gotthard ist mit 1520—1600 *mm* jener des Reußthales bedeutend überlegen.

Obwohl die Trace an zahlreichen Punkten, wo sie im Bereich von Lawinen liegt, schon durch Lage oder Bauten geschützt ist, so haben die im schneereichen Winter 1887/88, ebenso wie am Arlberg, an verschiedenen Stellen

*) Die Niederschlagshöhen der Gotthardbahn habe ich in Ermangelung anderer mir zur Verfügung stehender Daten dem Hellwag'schen Werk: „Die Bahnachse und das Längenprofil der Gotthardbahn“, 1876, entnommen. Doch sind dieselben wahrscheinlich etwas zu hoch und nur unter sich vergleichbar, wie aus der Gegenüberstellung des neunjährigen Durchschnittes des Gotthardhospizes in 2093 *m* Seehöhe, der blos 1588 *mm* ergibt, ersichtlich ist. Nachfolgend sind noch zum Vergleich von einigen anderen Stationen der Gegend die Niederschlagshöhen angegeben:

	Seehöhe	Jahre	Jahresmittel	
Andermatt . . .	1448 m	7	1033 mm	Entnommen der „Ztschft. der öst. Gesellschaft f. Meteorologie“ 1879.
Bellinzona . . .	229 m	9	1737 mm	
Faido	722 m	8	1366 mm	
Lugano	275 m	10	1618 mm	

Man vergleiche auch die Schneetiefen im Vortrag: Der Schnee u. s. w.

abgegangenen und die Bahn verschüttenden Lawinen, neuerlich Fragen einer entsprechenden Schützung wachgerufen, und sollen im Nachfolgenden einzelne der Lawinen sowie deren Abbauten beschrieben werden.

Lawine bei *km* 42·9/43·0 im Brustthalbach bei Erstfeld. Letzterer ist an dieser Stelle mit einem offenen Durchlass (Blechträger), 6 *m* weit und 3 *m* hoch, übersetzt und schließt nach aufwärts ein gepflastertes Gerinne mit beiderseitigen Schutzdämmen gegen den Austritt der Murgänge an. Die Lawine, welche 3 *m* über dem Bahnniveau und 5 *m* hoch über der weiter unten liegenden Straße sich ablagerte, hat die Eisenkonstruktion zu Thal getragen, welche sodann, da sie unbeschädigt war, wieder eingelegt wurde.

Ursch-Laui und Entschigthal-Laui bei Wassen*). Erstere flog vom Diedenhorn zum Theile über die Reuß, zum Theil zerstörte sie seitlich unterhalb der Anbruchstelle einen bestandenen Schutzwald, sowie mehrere tiefer gelegene Ställe. Durch die Staublawine herrschte in Wassen durch etwa acht Minuten beinahe vollständige Dunkelheit; infolge des großen Luftdruckes wurden Fenster eingedrückt und durch dieselben, sowie durch die kleinsten Ritzen der staubfeine Schnee in die Wohnungen und Ställe hineingetrieben. Die Dächer und Straßen erhielten eine Schichte von Schnee und zerstreut liegenden Holz- und Tannenzweigen. Die untere, etwa $1^1/_2$ *m* hoch mit Schnee und Zweigen bedeckte Bahnlinie wurde in kurzer Zeit wieder freigemacht.

Am gleichen Tage gingen im vom Mittagsstock (2642 *m*) sich herabziehenden Entschigthal um $9^1/_2$ Uhr Vormittags und 2 Uhr Nachmittags zwei Grundlawinen nieder, welche die hergestellten Gerinne über den Galerien der mittleren und oberen Bahnlinie passirten, ohne auf die untere Linie zu gerathen (Fig. 18 Taf. X). Kurz nach 3 Uhr brach im gleichem Thal hoch oben eine Staublawine ab und gelangte laut Angabe im direkten Fall durch die Luft, vom Wind gegen Süden abgelenkt, an die südliche Mündung der mittleren Schutzgalerie, woselbst das Geleise 2 *m* hoch überschüttet und auch in die Galerie selbst hineingetrieben wurde. Eine halbe Stunde später brach eine vierte und zugleich größte Staublawine los und ging etwa 15 *m* vom Nordportal der Galerie entfernt nieder. Durch den ungeheuren Luftdruck, der nun von Norden her in die mittlere Galerie eindrang, wurden die daselbst anscheinend in gedeckter Stellung befindlichen Arbeiter, die das Geleise vom Schnee der dritten Lawine freimachen wollten, verschüttet. Die Schneemassen bedeckten nicht nur den bis zu 10 *m* tiefen und 100 *m* langen nördlichen Voreinschnitt in der Höhe von 5—10 *m*, sondern sie wurden auch in die 50 *m* lange Schutzgalerie förmlich hineingepresst.

Meiner Meinung nach dürfte diese Hineinpressung weniger durch den von Norden herkommenden Luftdruck, als vielmehr durch das Aufprallen der lockeren Schneemassen und der Luft an die thalseitige hohe Voreinschnittsböschung und Ablenken an die beiden Seiten, somit auch in die Galerie hinein erfolgt sein; ich erachte daher in ähnlichen Fällen die Herstellung eines vollkommen ausgeschlitzten offenen Anschnittes für nothwendig.

Die mittlere Entschigthal-Galerie wurde noch im Jahre 1888 nach beiden Seiten verlängert (siehe Fig. 21), und kamen vor dem neuen Nordportal zwischen der oberen und mittleren Galerie zwei untereinandergestellte Schutzdämme zur Errichtung. Der zur Verfügung gestandene Credit für diese Arbeiten betrug 100.000 Frcs.

Verbauungen an der Gotthardbahn-Südrampe. Die Besichtigung der Arbeiten hat sich insbesondere lehrreich dadurch gestaltet, dass die durch die Lawinen im verflossenen Winter an den Bauwerken angerichteten Schäden bis zu der Begehung nicht reparirt wurden, so dass ein guter Einblick in die Wirkungsweise der bewegten Schneemassen gewonnen werden konnte. Ich kann daher nicht unterlassen, sowohl dem Bahn-Ingenieur Gruber, als dem tüchtigen Bahnmeister Kim meinen besten Dank für die seltene Selbstverläugnung, die sie dadurch an den Tag gelegt haben, zu erstatten.

Im Allgemeinen wurden außer Verpfählungen auch etwa $2^1/_2$ *m* hohe Schneefänge aus oben etwas zu Berg geneigten Doppelschienenständern mit horizentalen Querriegeln aus Altschwellen oder am Berg oben beschafftes Rundholz hergestellt (siehe Fig. 1 und 2 Taf. XI) Die beiden obersten Schienenenden einer Altschienendoppelsäule wurden durch 4·5 *cm* breite und 1 *cm* dicke U-Eisenbänder, die an den Enden Schraubengänge nach Fig. 3 Taf. XI angedreht hatten, welchen sodann nach Einschub eines Bügels die Schraubenmuttern anzuziehen waren, zusammengehalten. Das Gewicht eines solchen kompleten Ringes beträgt beiläufig 5 *kg*. Dort wo durch stark rutschenden oder stürzenden Schnee die Schneefänge stärker als gedacht in Anspruch genommen wurden, zeigten sich die Schrauben bei *a* abgerissen. Auch konnte bemerkt werden, dass durch Druck oder Schlag die oberen Ringe, an den Schienenenden aufsteigend, herausgeschoben zu werden drohen. Schneefänge aus Doppelschienen mit Rundholz, wo zu den obersten Ringen die schwächeren, zu den unteren die stärkeren Theile eines Baumstammes gebraucht waren, zeigten zum Theile die obersten 15 bis 20 *cm* messenden schwächeren Wipfelenden durch stürzende Schneebrückentheile Bäume u. s. w. gebrochen, und waren entgegen ihrer ursprünglichen Stellung etwas thalab geneigt und in ihrer Bodenbefestigung gelockert, welch' letzterer Uebelstand auch bei weniger Druck oder Schlag zu beobachten war. An den Enden der Schneefänge waren zur Einhaltung der Riegelentfernungen lose Stempel *a* (siehe Fig. 1) eingezogen gewesen. Diese sind vielfach herausgefallen, zum Theil ganz verschwunden und die Schwellen oder Holzriegel herabgesunken. An eine bleibende Befestigung derselben ist daher jedenfalls zu denken.

Kim erzählte, dass bei einer knapp an der Bahnlinie hergestellten größeren Schutzwand von mehreren Metern Höhe hochkantige Flacheisenbänder, mit welchen die oberen Schienenenden bergseits in's Terrain verankert waren, durch den Schneedruck verbogen wurden und die Wand dadurch bergseits zogen.

*) Bechtle, „Lawinenstürze bei Wassen.“ („Schweiz. Bauztg.“, XI. Band.)

Die neueren Schneefänge hat man blos 1·5 *m* hoch aus 3 *m* langen Säulen und 0·2 *m* starken Rundholzriegeln gemacht, eine Maßregel, der ich deshalb nicht beistimmen kann, weil die Gefahr des Eintrittes anderweitig nachgewiesener Oberlawinen bedeutend vergrößert wird.

Beim Verbau im Vallone Calcestri nächst Piotta *km* 91$^1/_8$ waren auch Schneebrücken aufgestellt worden. Längs einem Langholz, welches stärkere Pfähle, deren Spitzen in die schwache, auf dem Fels liegende Schuttschichte von wenigen Decimetern eingetrieben waren, unterstützten, wurden schwächere Pfähle in 0·4 *m* Entfernung horizontal in die genannte Schuttschichte eingeschlagen. Die senkrecht stehenden Pfähle bewegen sich beim Einschlagen, sobald die Holzspitzen den Fels erreicht haben, nach der Neigung der Felsfläche thalab und kommen daher nicht zum Feststehen, sondern stören noch den Zusammenhang der auf dem Fels liegenden verwurzelten Kruste, ein Uebelstand, der bei Verpfählungen unter gleichen Umständen auch eintritt. Diese schwache Konstruktion hielt dem Schneedruck nicht Stand und hat im verflossenen Winter eine abgegangene Oberlawine Schneebrücken weggerissen, Pfähle abgebrochen und Schneefänge beschädigt. Die Abbruch- und Rutschflächen, in denen die Bauten stehen, sind mit hohem, dichten Erlenwuchs bedeckt; die weichen Aeste haben die Tendenz sich thalab zu neigen, und bilden insbesondere oberhalb der Bauwerke ein derartiges, auf letztere sich lehnendes oder stützendes Dach, dass die eigentlichen Schutzwände nur wenig oder gar nicht zur Wirkung gelangen konnten, indem thatsächlich auch die erwähnte Lawine abging. Ob durch Abrutschen von den Zweigen, Nachgeben von den schwachen Schneebrücken, zu große Distanz der Bauwerke oder andere selbst oberhalb der Bauten vorhanden gewesene Veranlassungen, die Lawine entstand, war nicht eruirbar. Dem Gesagten zufolge wäre die partielle Entfernung des Gestrüppes, in dem auch vor den Verbauungen Lawinen abgiengen, durch streifenweise und horizontale Durchforstung und Abhauen des Restes bis auf 1 *m* bis 1·5 *m* von der Bodenoberfläche, zweifellos nur günstig.

Ein Theil der im Jahre 1888 ausgeführten oberen Bauten hatte bereits am 1. Februar 1889 die ersten Schneerutschproben auszuhalten und musste entsprechend ergänzt bezw. neu hergestellt werden. Einem Berichte Kim's, der mit einem Begleiter am 8. Februar die fraglichen Stellen begangen, entnehme ich Folgendes: Die Schneeabrutschungen fanden an der mit Gestrüpp bewachsenen Felslehne zwischen 1600 und 1670 *m* Meereshöhe (siehe Freihandskizze im beiläufigen Maßstab von 1 : 6000 in Fig. 4, Taf. XI) statt und drangen bis Kote 1290 *m* vor, wo sie in der Runse zum Stehen kamen. Die Schutzwände Nr. 1, 2, 4, 5, 6, 8, 9 (10 nur theilweise) sind voll des zurückgehaltenen Schnees und noch vollständig intakt. Bei Wand Nr. 3 dagegen, die eine cirka 100 *m* lange Schneeabrutschung getroffen hatte, waren die mittleren Felder herausgerissen und an der Wand Nr. 7, welche ebenfalls in der Abrutschung stand, eine ganze Seite weggerissen und das Holz bis auf die Meereshöhe von 1290 *m* gebracht, woselbst ein Drittel der dort erstellten Wand umgeworfen wurde. Die von der felsigen und steilen Partie auf der Kote von 1670 nur 20 *m* entfernt gestandenen Wände sind alle unversehrt stehen geblieben, trotzdem dieselben $^3/_4$füssig gegen die Bergseite geböscht ausgefüllt waren. Der in Bewegung gerathene Schnee zeigte glasharte Kugeln, während der verbliebene ungefähr 1·2 *m* tiefe Schnee kaum zum Betreten gefroren war. Die Ursache der Schneeabrutschung sieht Kim in dem aufwärts strebenden, stark niedergedrückten Gebüsch.

Ueberall dort, wo Trockenmauern zur Anwendung gelangten, sind in Rinnsalen mit Zuhilfenahme von Schienen und Steinplatten größere Durchflussöffnungen frei gehalten. Wo Holzriesungen stattfinden, was, da keine Bannwälder vorhanden sind, meist alljährlich vor sich geht, hat man sowohl in den Pfahlreihen, als auch in den Schneefängen schädliche Lücken gelassen.

Lawinenabbauten südlich des Tunnels bei Stalvedro *km* 87·8/88·6. Dieselben bestehen aus Verpfählungen zwischen denen in Abständen von 45 *m* Horizontaldistanz drei koulissenartig unterbrochene Reihen von Schneefängen oder Schutzwänden aus Schienenständern und Altschwellen, die noch von der Bauzeit herrühren, eingestreut waren. Ein großer Theil der Partie ist mit bereits hoher Lärchenkultur bestockt, von der bei den Aufforstungen die Rede sein wird.

Bei *km* 88$^3/_4$ sind tiefe Runsen mit Thalsperren abgebaut, in denen entsprechende gewölbte Objekte eingeschaltet erscheinen.

In *km* 90/91 steht neben der Bahn eine 8 *m* hohe Schutzmauer, auf welcher noch weiters eine 4 *m* hohe Pfahlwand angebracht ist. Aehnliche solche Bauten existiren auch dort, wo Holzriesungen vorgenommen werden.

Lawine bei *km* 91$^1/_8$, Valanga nel vallone dell' acqua di Giofe nel Valbone dei Calcestri. Diese Lawine ist dem Bahnbetrieb sehr gefährlich, weil sie unmittelbar über hohe und steile, $^3/_4$—$^1/_2$füssige Felsböschungen auf die Bahn herabstürzt. Dieselbe kam am 26. Februar als Staub- und am 28. März 1888 als Grundlawine. Sie wurde daher in den Jahren 1888 und 1889 nach einem generellen Kostenvorschlag von rund Frcs. 11.500 abzubauen versucht, doch wird es noch mannigfacher Ergänzungen bedürfen, bis die Bahn gesichert ist. Das Wichtigste über die Verbauung ist bereits unter Bezug auf Fig. 4, Taf. XI, gesagt worden.

Lawinen bei *km* 94·640 bis *km* 95·016 im Riale di Bolla mit dem Anbruchsgebiete am Gipfel des Tremorgio. Diese Lawine ist am 26. Februar 1888 zweimal als Staublawine und sodann am 29. März 1888 als Grundlawine gekommen und ist die größte und wichtigste, welche die Gotthardbahn bedroht. Die beiden Staublawinen bedeckten die Bahn mit einer 2—4 *m* hohen lockeren Schneelage von *km* 94·640 bis 94·760 und *km* 94·810 bis 95·016, welche im Bahnbereich zumeist durch Schneepflüge beseitigt werden konnten. Die Morgens um 5 Uhr 45 Minuten abgegangene kolossale Grundlawine, welche die Bahn von *km* 94·760 bis 94·890 in einer Höhe bis 15 *m*, sowie die Gotthardstraße und den Tessin bedeckte, bestand aus festgepresstem, harten, nur mit Pickeln und Schneehauen zu lösenden Schnee. Im laufenden Jahrhundert kam die Lawine im gleichen Umfange blos zweimal, nämlich in den Jahren

1806 und 1851, außerdem öfter in viel kleinerem Umfange, dann aber, wie z. B. im Jahre 1879, nur bis kurz über die Kantonsstraße gehend. Die Betriebsstörung dauerte 52 Stunden, während welcher Zeit die Personen- und Tages-Schnellzüge durch Umsteigen mit unerheblichen Verspätungen befördert wurden. Die große Lawine kam aus der Höhe von 2600 *m* Meereshöhe, wo sie sich von dem steilen Gehänge des Tremorgio ablöste und in die Schlucht des Riale di Bolla niederstürzte. Durch den von ihr erzeugten Luftdruck wurden die Dächer einiger Ställe abgehoben und eine beim Straßenübergang und am Riale di Bolla gelegene Wärterhausbude umgeworfen *). Bemerkenswerth ist der Umstand, dass auch hier, wie in einigen früher vorgeführten Fällen, abgesehen von den Staublawinen auch die Grundlawine nicht im tief eingeschnittenen Wildbachgerinne blieb, sondern dort, wo dasselbe auf den eigenen Schuttkegel heraustritt, an welcher Stelle auch ein Knie in der Richtung des Gerinnes vorhanden, das Gerinne selbst verließ und in mehr gerador Richtung, dem oberen Lauf des Baches entsprechend, sich über den Schuttkegel ergoss. Die Masse der Staublawinen betrug 130.000 m^3, jene der Grundlawine 270.000 m^3. Ein aufgestelltes Abbauprojekt ergab trotz hoher Kosten (Frcs. 85.600) noch keine Gewähr einer vollkommenen Verbauung, insbesondere nicht gegen Staublawinen, ebensowenig als Dämme oder Mauern auf dem Schuttkegel, welche, durch die Staublawinen zum Theil hinterfüllt, die Grundlawine als darüber gehende Lawine passiren lassen würden, so dass vorläufig umsomehr auf einen Schutz der Bahn verzichtet wurde, als auch der als Experte berufene Oberbaurath Thommen in einem mir mitgetheilten Gutachten **) sich im Allgemeinen gegen kostspielige Versicherungen aussprach. Indem ich auf die bezogene, sehr interessante Schrift verweise, möchte ich Einiges hieher Gehöriges hervorheben, und zwar sagt Thommen: „. . . Ob vielleicht ein Theil der Schneemassen durch Fänge in der engen Schlucht des Riale di Bolla zurückgehalten werden könnte, aus welcher sie auf den Schuttkegel hinausstürmen, vermag ich nicht zu beurtheilen. Hingegen glaube ich mich dahin aussprechen zu dürfen, dass, wenn auch nicht das Ganze, so doch vielleicht ein großer Theil der Schneemassen auf dem Schuttkegel oberhalb Bahn und Straße durch Dämme oder massive Mauern zurückgehalten werden könnte, welche staffelförmig übereinander und jede einer Horizontalkurve des Schuttkegels folgend, errichtet würde. Jeder solche Damm macht sich in zwei Richtungen wirksam. Die vorstürzende Grundlawine muss sich an demselben stauen; ein Theil ihrer Masse wird dabei zurückgehalten, der überquellende und weiter fortmarschirende Theil in seiner Fortschrittsgeschwindigkeit etwas ermäßigt. Dies Spiel muss sich an jedem Damm wiederholen. Bei genügender Oberfläche des Schuttkegels ließe sich derart schon eine beträchtliche Grundlawine zur Ruhe bringen." Die Aufnahmen nach der Expertise ergaben die oben erwähnten kolossalen Schneemassen und ließen dieselben bei den vorliegenden Verhältnissen einen Erfolg verheißenden Versuch nicht zu, immerhin aber könnten sich andere Fälle hiezu eignen.

Lawinen bei *km* 95·458—545 und 95·897—96·025. Erstere kam am 29. März 1888 und bedeckte die daselbst im Damm liegende Bahn auf 150 *m* Länge mit einer 2 *m* hohen Schneelage; ein Ast der Lawine zweigte gegen Norden ab. Die zweite Lawine stürzte am 26. Februar 1888 auf die Bahn und gab eine bis zu 2·7 *m* hohe Schneelage auf derselben. Der Baumstämme halber, die im Schnee enthalten waren und die der raschen Reinigung der Geleise hinderlich sind, wurde mit den Verbauungen in den Anbruchsgebieten begonnen.

Leitwerk oder Ablenkungsmauer bei Fontana im Val Bedretto, Canton Tessin. Gegen die im Wildbach Ruvine für den an der oberen Wurzel seines Schuttkegels liegenden Ort Fontana schon einigemale verhängnisvoll gewordene Lawine (Näheres darüber sammt Abbildungen in Coaz' Werk) ist eine 5—6·8 *m* hohe Trockenmauer nahezu parallel zum Bachlauf und Lawinenstrich nach Fig. 5 und 6 kürzlich aufgestellt worden. Für Durchführung des Verbindungsweges für die Thalortschaften ist eine 3·5 *m* breite Lücke gelassen mit gekrümmten Mauerenden, wodurch letztere koulissenartig stehen, so dass dem Einpressen des etwa in 3·5 *m* Breite eindringenden Lawinenschnees einiger Widerstand geboten sein dürfte. Die Mauer hat gegen den Bach eine Böschung von $^1/_5$ bis $^1/_{10}$, schließt am oberen Beginn an einen Felskopf an, steht vorläufig noch ganz frei, soll aber später mit einem Damm hinterfüllt werden. Das rechte Bachufer wurde durch Felssprengungen erheblich nachgenommen. Die über den Riale dei Ruvine gespannte Holzbrücke, ein Sprengwerk von 9 *m* Lichtweite und 6 *m* freier Lichthöhe mit steinernem, aus dem Terrain bezw. aus dem breiten Lawinengerinne hervorstehenden Widerlager, wird jedesmal von der herabkommenden Lawine mitgenommen.

Schutzmauern von Bedretto. Dieser am linken Tessinufer liegende Ort ist von zwei Seiten bedroht:

Knapp unterhalb des möglichst weit an die Tessinterrasse und von der Lehne weggerückten Ortes mündet ein Wildbach, dessen Bett im oberen Theil in der Verlängerung die Ortschaft nahezu tangirt. Gegen die dort herabkommenden Lawinen wurde im Jahre 1839 am Bachrand zur Erhöhung des Ufers eine oben 0·7, unten 0·3 *m* hohe, 1·7 bis 2·8 *m* breite Mauer von 40 *m* Länge mit $^1/_5$ füssiger Böschung gegen den Lawinengang und $^1/_3$ füssiger rückwärtiger Dossirung hergestellt. Dieser Schutz erfuhr sodann nach 1863, in welchem Jahre am 7. Jänner 30 Personen des Ortes durch Lawinensturz verunglückten, eine Verlängerung von 20 *m* tobelabwärts mit 3 *m* Höhe und 3 *m* Breite und rückseitigem Erddamm. Der Bach bildet daselbst ein schwaches Knie, und da die neue Mauer parallel zum selben gestellt wurde, so erzeugen die beiden Mauern einen stumpfen Winkel.

Ueber die am rd. 8 *m* tiefen und eine obere Breite von 20 *m* besitzenden Bach liegenden Mauern ging im Jahre 1887 eine Lawine, welche in ein weit unter der Mauer gelegenes gemauertes Haus eindrang. Das Bett hat offenbar nicht die ganze Schneemasse fassen können

*) R. Bechtle, „Die Lawinenstürze auf der Südrampe der Gotthardbahn." — „Schweizerische Bauzeitung" 1888.

**) Gutachten über die Nothwendigkeit des Schutzes der Gotthardbahn gegen Lawinen etc. Luzern.

und überstieg letztere wahrscheinlich bei der Krümmung die Ufermauern.

Die andere Bedrohung des Ortes durch Lawinen erfolgt unmittelbar von den Lehnen bergseits von Bedretto. Daselbst sind oberhalb des Ortes und im schiefen (ablenkenden) Winkel gegen die Lawinen Mauern hergestellt, die hart an den Häusern stehen. Die oberste, 50 *m* lange, jetzt 4 *m* hohe, vor einem Jahrzehnt bedeutend niedrigere Mauer mit einem Erddamm dahinter steht um 6·5 *m* vor der Flucht der weiter unten errichteten, welche eine Lücke von 5·8 *m* zwischen sich lassen. Diese zweite, 3·0 *m* hohe und rund 25 *m* lange Mauer hat eine Oeffnung von 4·6 *m* Weite für den thalaufwärts führenden Fussweg, während eine weitere Stelle in derselben auf eine jetzt geschlossene Oeffnung, die 2·7 *m* betrug, hinweist. Die Mauern haben Rollscharen und sind mit Fettkalkmörtel hergestellt. Nach Angabe ist seit 1863 an diese Mauern keine Lawine mehr herangekommen.

Ablenkungsdamm und Felseinschnitt für die Lawine im Val d'Auriglia bei Selma, Calankathal (Graubündten). Damm und Einschnitt sind aus Fig 7, Taf. XI zu entnehmen und bezwecken, die Lawine in mehr gerader Richtung thalab zu führen.

Ablenkungsdamm bei Rossa im Calankathal. Fig. 8 bis 10, Taf. XI. Das alte, in der Fig 8 angedeutete Wuhr ist im Winter 1887/88 zerstört worden. Wie aus der Situation ersichtlich, war die Richtung der Lawine nahezu senkrecht gegen den Steindamm gerichtet gewesen. Das neu projektirte Werk wurde etwas mehr thalabwärts der frühern Stelle und in möglichst spitzem Winkel gegen die Fallrichtung der Lawine und vermehrter Länge angeordnet.

Verbauungen bei Leukerbad. Eines der lehrreichsten Beispiele für Lawinenverbau bietet die Geschichte der Lawine,*) welche den Kurort bis zur Vollendung der Sicherungsarbeiten im Anbruchsgebiet bedroht hat.

Nachdem Leukerbad allmälig aus einem Bergdorfe zu Anfang des 16. Jahrhunderts fast ein Städtchen geworden, stürzte im Winter 1518 vom östlichen Bergabhange eine gewaltige Lawine auf den Ort, zerstörte viele Gebäude und tödtete 61 Personen. Man baute einige Dämme gegen die Lawine, doch kamen gegen Ende des 16. Jahrhunderts die Lawinen siebenmal in den Ort und zerstörten sämmtliche Bäder und Gasthöfe. Erst nach und nach erholte sich der Ort wieder von diesen Katastrophen. Man baute das „weiße Haus" und schützte es durch einen Damm. Eine Staublawine am 17. Jänner 1719 Nachts 8 Uhr zertrümmerte das Dorf bis an die Kirche, wobei 53 Menschen um's Leben kamen. Das durch den erwähnten Damm geschützt sein sollende „weiße Haus" war bis auf den ersten Stock weggerissen. Neuerlich ging eine Lawine am 6. März 1720 ab, welche die provisorisch hergestellten Bauten wieder niederwarf. Zum Schutze des Bades wurden abermals mehrere Dämme hergestellt. Dessenungeachtet drang in den Jahren 1756, 1767 und 1793 die Lawine immer wieder zerstörend in den Ort. Im zweiten Jahrzehnt des gegenwärtigen Jahrhunderts wurde der große Damm mit bergseitiger Trockenmauer oberhalb des Dorfes am Waldessaum begonnen. Man findet das obere, etwas gekrümmte Mauerstück (Fig. 11) von rund 30 *m* Länge mit den Jahreszahlen $\frac{1719}{1722}$, das angeschlossene, gerade 153·5 *m* lange mit den Jahreszahlen $\frac{1830}{1831}$ versehen. Die mit einem Damm hinterfüllte Mauer ist schief unter etwa 45° gegen die Lawinenrichtung gestellt. Das Längenprofil des Lawinenstriches ist in Fig. 12, Taf. XI dargestellt. Die äußersten Häuser von Leukerbad befinden sich 200—300 *m* unterhalb des Dammes, und zwar ist die oben erwähnte alte Schutzmauer an der „Maison blanche" das nächste Objekt. Oberhalb der großen Mauer ist im Lawinengang noch eine alte Sperrmauer vorhanden. Obwohl seit der Herstellung des großen Schutzwerkes die Lawine nicht mehr in's Dorf und in die Bäder drang, so wurden neuerer Zeit der erhöhten Sicherheit wegen neue Arbeiten ausgeführt. Zwei Alternativ-Projekte lagen vor, und zwar:

a) Verlängerung und Erhöhung des unteren Endes des Ablenkungswerkes laut 10 bis 13, Fig. 13 und 11, sowie der Querprofile Fig. 14, Taf. XI zugleich Abtragung zweier Hügel bei 3 und 8 und Verwendung des Aushubmateriales, um der Lawinenbettrichtung einen spitzigeren Winkel gegen das Leitwerk zu geben.

b) Verbau des Lawinenanbruchsgebietes.

Man entschied sich für die Ausführung der Variante *b* und ist im Werke Coaz' der vom Ingenieur Zen-Ruffinen entworfene Plan der Ausführung dargestellt.

Bei der Begehung im Anbruchsgebiete am 1. Juli waren die Pflöcke der Pfahlreihen ganz lose und zeigte sich auch die mit zu großen alten Lärchen-Pflanzen vorgenommene neue Aufforstung im Verbau zwischen 1850 und 2000 *m* Meereshöhe nicht gelungen, obwohl durch einen Graben mit daran schließender steiler Erddammböschung ein Abschluss gegen weidendes Alpenvieh vorhanden ist. Einzelne neue Pfähle geben Zeugnis von der Erhaltung.

Der große Damm aus der Periode 1719—1831 selbst ist mit Lärchen bewachsen und hat im Lawinengang vor sich ein Wäldchen längs der Mauer etwa 15jähriger und etwas mehr bergseits derselben 30jähriger Lärchen stehen. Selbst im schneereichen Winter 1887/88 ist keine Lawine zur Bildung gekommen und dürfte nun Leukerbad selbst für ganz außerordentliche Verhältnisse geschützt sein.

Verbau der Rieselaui ob Gsteigwyler bei Interlaken. Die Rieselaui ist ein steinschlägiger und zu Zeiten Wasser und Muhren führender Lawinengang innerhalb der Waldgrenze. Derselbe ist mit Pfahlreihen, die auf 20—30 *cm* Höhe mit Fichtenzweigen verflochten sind, zwischen Terassen (Mauern mit Schutthinterfüllung), zum Theil auch bergseitig abdachend hinterfüllten Fangmauern versichert. Die Mauern der Terrassen stehen blos 8—10 *m* übereinander und sind dann dazwischen je zwei Pfahlreihen eingeschaltet. Zur Stützung überhängender gefahrdrohender Felsen sind zur Unterfangung derselben Stützwerke aus Trockenmauerwerk mitunter stufenförmig aufgebaut. Die verbauten Flächen wurden mit Kulturen bestockt und waren die selbst in ganz kahlen, wenig gebundenen Kalkschutt gut gedeihenden Pflanzen thalseits durch je einen Pfahl gestützt

*) Entnommen: Ad. Brunner. „Das Leukerbad." Basel 1887.

„weil die Aeste, bei Schneedruck den Pfahl umfassend, die Pflanze nicht seitlich und zu Thal biegen lassen“. An Stellen, wo nach der Pflanzung noch gearbeitet worden war, sind behufs Hintanhaltung von Beschädigungen um jede Pflanze drei Schutzpfähle geschlagen worden. Zahlreiche Fichtenpflanzen zeigten bergseitig durch Steinschläge die Rinde abgeschlagen und sind aus diesem Grunde eingegangen. Nach Kreisförster Marti*), unter dessen Leitung die dortigen Verbauungen und Aufforstungen stehen, eignen sich daher dieselben für steinschlägige Abhänge nicht, viel besser die Lärche, welche auch nach größeren Beschädigungen noch weiter wächst.

I. Schutzwerke gegen die Wirkung der Lawinen.

Schutzdämme und Mauern und Ablenkungswerke. Schon aus dem Mittelalter sind uns Bauten in den Thalgründen bekannt, die eine Schützung der Wohnstätten vor Lawinenstürzen bezweckten. Dass dieselben, wie wir beispielsweise aus der Leidensgeschichte von Leukerbad entnommen haben, nur wenig oder gar nicht nützten, mag wohl zum nicht geringen Theil in den anfänglich primitiven und zu kleinen Dämmen oder in unrichtiger Anlage seinen Grund haben. Die Lawinen überstiegen die Mauern und verübten wie früher ihr Werk der Zerstörung. In Bedretto sind noch die Spuren der mehr der neueren Zeit angehörigen Erhöhung der alten Mauern an den früheren Rollscharen kenntlich.

Keiner von den noch jetzt bestehenden älteren Schutzdämmen steht senkrecht zur Lawinenrichtung, sondern alle mehr oder weniger in einem spitzigen Winkel oder parallel zu derselben. Man war sich offenbar klar, dass der gegenüber einer Flüssigkeit nur schwer bewegliche Schnee, wenn er ziemlich senkrecht an eine Mauer kommt, sich dort aufstauen und, dem Drucke nachgebend, die Mauer übersteigen wird, statt sich auf größere Länge stromartig rechts und links an der Mauer entlang auszubreiten. Nur bei hoher Anprallwand, bedeutender Geschwindigkeit, großem Druck und lockerem Schnee, wie wir es z. B. bei der Einpressung der vierten Staublawine in die Galerie bei Wassen S. 31 gesehen haben, wird dies möglich. Die Stauungen im schweren, gewöhnlich in Bewegung gerathenden Schnee zeigen sich an der Schutzwand im Bachfallentobel, im Tobel ob Stuben und im Legumtobel. Um daher einen größeren Schneestrom zurückhalten zu können, müssten je nach der Neigung des Terrains bedeutende Mauerhöhen zur Anwendung gelangen, wobei außerdem der zur Ablagerung nöthige Raum oberhalb und längs der Mauer vorhanden sein muss. Ferner ist aber auch denkbar, dass eine schief zur ankommenden Lawine gestellte Schutzvorrichtung mit möglichst lothrechter Anprallfläche weniger stauende und mehr ablenkende Wirkung hervorbringen wird, wenn sie den vorhandenen und eintretenden Verhältnissen möglichst Rechnung trägt.

Die natürliche Ablenkungsfähigkeit einer Lawine hängt außer von Nebenumständen vorwiegend von der Masse und Geschwindigkeit ab. Geringe Mengen bei mäßiger Geschwindigkeit folgen selbst wenig eingeschnittenen oder tieferen, aber durch Schneeauffüllung seicht werdenden Mulden oder Runsen; größere Massen treten leicht über die Ufer, Stauungen müssen daher vermieden werden; rasch daher kommende Lawinen übersetzen leicht Hindernisse, Ecken und Krümmungen, und bewegen sich mehr in gestreckter Richtung. Dies sind Fingerzeige für die Behandlung der zu lösenden Aufgaben. Nachdem ein Ablenkungswerk einerseits um so länger werden muss, je spitziger der Anprallwinkel wird, anderseits bei weniger spitzem Winkel die Länge des Leitwerkes wohl geringer wird, dafür aber die Stauung sich vergrößert und damit die Gefahr des Uebersteigens desselben wächst, so ist die Wahl des Winkels nur auf Grund der geringen bisherigen Erfahrungen ermöglicht. Wir haben früher gesehen, wie Terrainhindernisse, Schneeanhäufungen, Bachkrümmungen, Baumstämme u. dgl. Ursache waren, dass Lawinen, ihren eigentlichen vorgezeichneten Lauf verlassend, in mehr gerader Richtung thalab stürzen. Der größte Winkel, unter dem noch ein künstliches Ablenken stattfinden kann, wird also beeinflusst von der Beschaffenheit (Fließbarkeit) des Schnees, der Bewegungsgeschwindigkeit und je nach der Schneemenge, dem Rauhigkeitsgrad des Ablenkungswerkes und der Sohle des Ablenkbettes.

Sowohl die Mauern bei Fontana, als der Damm sammt Einschnitt bei Selma sind der Lawinenrichtung parallel. Die anderen ausgeführten Leitwerke weisen folgende Winkel zwischen Lawinenrichtung und Ablenkwerk auf: am Sonnstein 20—44°, im Mittel also 32°, bei Leukerbad 40—42° für die alte Lawinenrichtung, dagegen nur 31° für das projektirt gewesene neue Lawinenbett, am Brückelgraben anfänglich 0°, jedoch allmälige Ueberführung aus der geraden in die gekrümmte Richtung mit 80 *m* Halbmesser, am allerdings niedrigen Ablenkungswuhr bei Rossa, über welches auch die Schneemasse hinwegglitt, 60—70°, beim neu projektirten rund 30°, beim Leitwerk am Gesäusetunnel, wo die Lawinen sich ebenfalls über dasselbe ergossen, rund 60°, und bei der noch nicht in Aktion gewesenen alten bekannten Mauer in Stuben 47°. Man ersieht hieraus, dass über 44° Ablenkungswinkel im Allgemeinen nicht gegangen werden soll und dass etwa 30° als ein brauchbarer Mittelwerth angesehen werden kann.

Oeffnungen in Leitwerken, wo der Anprall erfolgt, sind zu vermeiden (in Bedretto ist eine frühere Oeffnung derzeit wieder vermauert) oder auf das geringste Maß zu reduziren (Fontana, Bedretto, Stuben) und wo thunlich durch sich möglichst deckende Flügelansätze (Fontana) oder Ueberwölben (Zürsbach in Stuben) unschädlich zu machen, indem sich möglicherweise der Schnee mit großer Wucht in dieselben presst. Wir haben gesehen, wie Eisenkonstruktionen und ausnahmsweise auch ein Gewölbe weichen mussten, doch sind letztere zweifellos widerstandsfähiger als erstere. Im Lawinenbereich liegende Bahn- oder Straßenobjecte sollten daher nur gewölbt werden und eine entsprechende Weite und Höhe besitzen, wenn sie als Lawinendurchlässe zu dienen haben. Selbstverständlich beeinflusst dies betreffenden Orts die Lage der Trace, man muss sie möglichst in den Auftrag legen, falls eine Tunnellirung oder Galeriebau auszuschließen ist. Dass das Gewölbe am Brenner der Lawine

*) Siehe u. A. auch „Jahrbuch des schweiz. Alpenclub“ 1887.

weichen musste, war in einem Zusammentreffen ungünstiger Umstände begründet, die sich in gegebenen Fällen zum großen Theil vermeiden lassen Die der Lawine zugekehrten Anprallflächen der Objekte müssen behufs Erzielung möglichster Widerstandsfähigkeit auf ein Minimum reduzirt werden. Blechträgerbrücken mit aus dem Terrain bedeutend hervortretenden Widerlagern sind thunlichst zu vermeiden und auch bei Gewölben sollen große bergseitige Widerlagerflächen durch Versenkung vor Angriff geschützt sein.

Gegen eine Lawine in Chaumeny zwischen Bouveret und St. Gingolph am Ende des Genfersees ist ein keilförmiger Schutzbau im vorigen Jahre errichtet worden, welcher an der der Lawine zugekehrten Keilspitze eine 3—4 *m* weite Durchlassöffnung hat.

Leitwerke sind durchweg mit steiler Böschung meist $^1/_5$—$^1/_2$füssig gegen die Lawinen gestellt, um ein Aufsteigen letzterer zu erschweren, flache Böschungen erleichtern natürlich ein solches.

Eines besonderen Uebelstandes der Leitwerke muss noch Erwähnung gethan werden: In den meisten Fällen bleiben die ersteren Lawinen wenigstens zum Theil an denselben liegen, hinterfüllen sie also mehr oder weniger, wenn nicht Gefälle und Ablenkwinkel derart sind, dass die Massen wirklich weiter rutschen; kommen nun später wieder Lawinen so nützen die Werke nicht mehr, da die meist dichten Lawinenkegel relativ sich viel weniger setzen und abschmelzen, als lose fallender Schnee in den Anbruchsgebieten. Man muss daher um die frühere Wirksamkeit herzustellen, zum Ausschaufeln, bezw. Raum machen, schreiten.

Es ist gewiss, dass Lawinen in einzelnen Fällen sich dazu eignen, durch genügend hohe Leitwerke oder Einschnitte von ihrer verderbenbringenden Spur abgelenkt oder auch durch sonstige Werke in ihrer zerstörenden Wucht etwas gemildert zu werden; doch sind derartige Fälle als Ausnahmen zu betrachten, da die Lawinen mehr oder weniger ihre Art, ihre Bahn, Breite, Stärke und somit ihre Masse und Wucht ändern, daher eine für alle Fälle genügende Sicherung, insbesondere für den ganz unberechenbaren Flug der Staublawinen, nur unter Anwendung außerordentlicher Vorkehrungen schwer erreichbar wird und dann selbst für viele Fälle eine Garantie der Wirksamkeit kaum zu leisten ist. Die relative, meist aber nur scheinbare Billigkeit solcher Mauern in manchen Fällen ladet aber zu ihrer Anwendung ein, doch werden sie immer zu niedrig projektirt und ausgeführt. Als ein Beispiel, wie wenig Vertrauen man solchen Schutzwerken entgegenbringt, mag die bereits vorgeführte Thatsache dienen, dass man in Leukerbad nebst den schon seit vielen Jahren bestandenen langen und hohen Ablenkungsmauern, sich dennoch entschloss, die betreffende Lawine auch in ihrem Anbruchsgebiet abzubauen*).

Dort wo Straßen und Eisenbahnen durch Galerien und Dächer, über welche die Lawinen unschädlich abgehen können, geschützt werden, soll die Neigung der Gerinne der des anschließenden Terrains entsprechen, da sonst große Schneemassen auf ihnen liegen bleiben, die zu theuren Erhaltungs- oder Abräumungsarbeiten Veranlassung geben. Die erwähnten Bauwerke müssen genügend lang hergestellt oder noch anderweitige Schutzmaßregeln (Leitwerke, Fangdämme u. s. w.) an den Portalen in der Länge sparsam bemessener Bauten in Anwendung gebracht werden.

Man hat nun im Allgemeinen das System der in den Thälern angebrachten Bauten gegen die Wirkungen der Lawinenstürze in neuerer Zeit zum Theil verlassen, ist aufwärts in die Anbruchsgebiete gewandert und hat dort mit verhältnismäßig geringen Mitteln genügende Erfolge erreicht. Man kann einen Unterschied machen ob ein Verbau blos zum Waldschutz oder für Bahnen oder Gebäude dient. Bei ersterem darf man zeitweise abgehende Oberlawinen, die weder die ausgeführten Verbauungen noch unten stehende Bäume schädigen — indem die kräftigeren Stämme die Schneemassen durchlassen, der Jungwuchs zeitweilig elastisch umgelegt wird, nach dem Abgang aber sich wieder erhebt — als ausnahmsweise zulässig ansehen, weshalb die zurückhaltenden Werke niedrig dimensionirt und höher übereinander stehend gefunden werden als in anderen Fällen. Bei Bahnen jedoch sollen auch geringe Schneemassen vom Bahnplanum fern gehalten werden, welches nicht selten knapp an oder selbst in der gefährdeten Lehne liegt, während Gebäude und Straßen meist entfernter von derselben sind, daher einigermaßen schützendes Vorland haben, wo abgehende Lawinen ihre Geschwindigkeit ermäßigen oder auch gänzlich liegen bleiben, Verhältnisse, auf welche bei Verbauungen Rücksicht zu nehmen sein wird.

2. Mittel zum Abbau der Lawinen im Anbruchsgebiete.

Als solche sind alle jene Maßnahmen anzusehen, welche die Reibung zwischen Schnee und Unterlage vergrößern, sowie ein Abtrennen oder Abrollen losen Schnees verhindern.

Als ein Lawinenbildung hinderndes Mittel gilt dichter, geradstämmiger, nicht zu alter Wald, während steile Weiden, Wiesen, Felshänge, Mulden, Runsen und Tobel, sowie auch Krummholz-, Erlen-, Jungbuchen- und Junglärchen-Bestände u. dgl. in Folge ihrer elastischen Nachgiebigkeit die Bildung von Lawinen nicht immer und überall aufheben. Je steiler die Gehänge oder einzelne Theile derselben werden, desto weniger Schnee kann auf sie niederfallen und desto geringer werden auch die Lawinen. Man kann dies sowohl im Gesäuse, als auch an den Gehängen des Sarsteins studiren. An einzelnen steilen Felsflächen bleibt fast kein Schnee haften, er fällt, rollt oder rutscht in kleinen Partien immer bis an den Fluss der Fläche.

Es ist ein naheliegendes Mittel, durch Aufforstung der Anbruchsgebiete die Bildung von Lawinen zu verhindern. Damit jedoch an solchen Stellen überhaupt das Fortkommen von Kulturen ermöglicht wird, sind bis zur Kräftigung derselben weitere Mittel in Anwendung zu bringen. Sie dienen dazu, die Bewegung des Schnees zu verhindern, welche einerseits den Anlass zur Lawinenbildung gibt, anderseits die zarten Pflanzen leicht entwurzelt. Diese Mittel sind: Verpfählungen und Schneefänge aus Holz,

*) Die Mauer in Stuben ist merkwürdigerweise trotz ihres hohen Alters noch nicht in Aktion getreten, indem die Lawinen sie bisher noch nicht erreichten.

Eisen und Holz oder Stein. Indem ich an die Besprechung der diesbezüglichen Erfahrungen schreite, will ich danach auch das Wichtigste über Aufforstungen selbst anfügen.

a) Die Verpfählung glatter Flächen besteht darin, dass Rund- oder Spaltholzpflöcke in einer Länge von 1·6 *m* in der Schweiz und bis 2·0 *m* Länge am Arlberg zur Hälfte nach entsprechender Vorbohrung in den Boden getrieben werden. In der Schweiz stehen die Pfähle meist reihenartig mit einer Pflockdistanz von 0·6 *m*, Reihendistanz einige oder auch mehrere Meter. Längs des Bahnkörpers am Arlberg sind seit Jahren Verpfählungen zur Hintanhaltung von Schneerutschen auf das Bahnplanum angebracht, wo auf je fünf Reihen Pfähle, die in 0·9—1·0 *m* Entfernung stehen, eine Lücke nach der Höhe von 5 *m* folgt, worauf wieder obige fünf Reihen kommen u. s. f. Die Pfähle stehen so, dass je vier ein Quadrat bilden, dessen Diagonale beiläufig in der Richtung der Falllinie des Hanges liegt („schachbrettartige Anordnung").

Diese Anlagen haben gut den bescheidenen Zweck, dem sie dienen, bei nicht zu bedeutenden Schneehöhen und nicht zu trockenem körnigen Schnee erfüllt, doch sind Ausrutschungen von Schnee aus den 5 *m* breiten Lücken oder oberhalb der obersten Pfähle beobachtet worden, so dass wohl nicht für eigentliche Lawinenzwecke, aber zur Stützung der Pflanzen am Arlberg eine Verpfählung ohne derartige Lücken (ein „künstlichen Wald") in Anwendung gebracht wird.

Oberhalb der Verpfählung nicht zu hoch abreißende Schneemassen gehen entweder zertheilt zwischen den Pfählen durch oder rutschen darüber, wenn sie im Schnee stecken, dabei wohl auch Schäden verursachend.

Pfähle bis zu 0·3 *m* Entfernung geschlagen, kommen als geschlossene Pfahlreihen oder auch Pfahlwände am Arlberg untergeordnet in Anwendung.

Bald nach dem ersten größeren Schneefall zeigen sich jene Stellen, wo die Pfähle zu wenig Boden fassen konnten, indem sie durch den Schneedruck aus ihren Lagen gebracht werden.

Von den hie und da in felsigem Terrain (Compatsch, Gotthardbahn) angebrachten hölzernen Schneebrücken war betreffenden Orts die Rede und ist deren Anwendung auf solche Partien zu beschränken, wo solidere Konstruktionen zu schwierig oder zu theuer sind.

Die vorgefundenen Verpfählungen waren sehr häufig in ihren Standorten gelockert. Zum erneuten Feststellen müssen sie nicht nur nach jedem Winter mit Steinen verkeilt, sondern, besonders in Ermanglung solcher, auch in den Boden nachgetrieben werden. Sie verlieren durch diese alljährlich vorzunehmende Prozedur an hervorstehender Länge. Wird einmal das erneute Befestigen der Pfähle unterlassen, so werden sie bei nächster Gelegenheit vom Schnee thalab gedrückt und schließlich herausgerissen, wie ich dies vielfach beobachtet habe. Glücklicherweise haben die Pfähle in den Hochlagen, wie es scheint, verhältnismäßig eine bedeutende Zeitdauer. Ausgewechselte Pfähle waren seltener zu sehen, hingegen aber solche, die bereits zehn Jahre und mehr ihren Dienst thaten; allerdings werden sie gegen Ende ihrer Lebensdauer schwächer, können daher unter Schneedruck leichter brechen; eine rechtzeitige Erneuerung ist daher von hohem Einfluß für die Wirksamkeit derselben. Pfähle aus Föhrenstangen haben am Arlberg nach wenigen Jahren ausgewechselt werden müssen. Bei einer Untersuchung zeigte ein 8 *cm* dicker Pfahl blos 1·5 *cm* festen Kern, alles Uebrige war ganz schwammig weich.

Im Allgemeinen soll man Verpfählungen und Holzwerk überhaupt über der Waldgrenze nur anwenden, wenn eine Aufforstung möglich und sie daher, nach genügender Erstarkung letzterer, nicht mehr erneuert zu werden brauchen, was nach einer groben Schätzung je nach Höhe und Lage 15—25 Jahre dauern dürfte, während welcher Zeit je nach Stärke und Güte der Pfähle an eine ein- bis dreimalige Erneuerung derselben zu denken ist.

Die Wirkung vorstehend behandelter Mittel auf die abgelagerten Schneemassen wird umso sicherer sein, je mehr das Bauwerk vom Boden aufwärts durch die ganze gefallene Schneeschichte durchgreift. Die Pfähle werden infolge ihrer geringen aus dem Boden heraussteheuden Länge nur bis zu einer Schneeschichthöhe von etwa 1 *m* genügen. Bei höheren Massen rutscht der über den oberen Pfahlenden befindliche Schnee erwiesenermaßen nicht selten ab, daher für größere Schneefälle, wo die Gefahr von Lawinenbildung immer mehr wächst, auch höhere Bauten nothwendig werden. Wenn im Gegensatz dessen die in der Schweiz bei den Lawinenverbauungen angewendeten Höhen der schneezurückhaltenden Bauwerke mit blos 1 *m* Höhe gewöhnlich ausreichten, so mag dies darin liegen, dass allenfalls über den Oberkanten der Werke abgehende Oberlawinen nicht mehr jene Bedeutung erreichen, als wenn die ganzen Schneemassen in Bewegung gerathen.

Auch ist die Zahl der ohne Unterbrechung aufeinanderfolgenden Schneetage nur selten eine so große, dass in kurzer Zeit so viel Schnee fällt, dass die Werke vollständig voll wären, sondern treten gewöhnlich Pausen ein, innerhalb deren der Schnee sich setzen kann und Platz für neue Schneelagen wird.

Die Wirkungsweise der Verpfählungen überhaupt und der verschiedenen Anordnungen wird durch weitere Studien aufgeklärt werden müssen.

b) Schneefänge. Solche sind entweder aus Altschienenständern mit Altschwellen oder Holzriegeln oder aus Trockenmauerwerk hergestellt Von den ersteren war das Wesentliche bereits betreffenden Orts Gegenstand der Besprechung. Mit Rücksicht auf ihre alljährliche Erhaltung und Nachbefestigung, sowie bedeutenden Kosten soll ihre Anwendung nur dort Platz greifen, wo andere Mittel nicht möglich sind. Wenn daher von denselben mehr oder weniger abgesehen wird, so sind die eigentlichen, den Schnee zurückhaltenden Konstruktionen die Trockenmauern. Bei geringer Stärke (gewöhnlich nur 0·6 *m*, bei blos Lenkerbad und ander Gotthardbahn biszu 1·0 *m*) und Höhe von 1·0 *m* oder nur Weniges darüber sind dieselben überall mit Erfolg zur Ausführung gekommen, ohne dass durch Schneedruck oder Lawinen selbst Schäden an ihnen zu bemerken waren. Die bei den ersteren vor Dezennien

stattgehabten Ausführungen angewendeten größeren Distanzen der übereinanderstehenden Mauerwerke erfuhren bis in die neuere Zeit erhebliche Reduzirungen, so dass bei der gewöhnlichen Steilheit in solchen Gebieten die Distanzen oft auf 12—10 Höhenmeter abgemindert erscheinen.

Nach dem, was eingangs über die Schneemengen im Gebirge angeführt erscheint, und da weiters an vielen Orten unzweifelhaft über derartig niedrige Mauern abgehende Oberlawinen beobachtet worden sind, so muß als nöthigo Maßnahme die entsprechend vermehrte Höhe der Mauern und sonstiger Schneefangvorrichtungen dort überall in's Auge gefasst werden, wo man auch Oberlawinen thunlichst vermeiden will. Man hat auch in der Schweiz bereits angefangen, bei den neueren Anordnungen die Mauern bis zu 1·5 *m* hoch zu machen. Am Arlberg sind sie 2·0 *m* hoch.

Die Mauer- oder Schneefanghöhe und der Höhenabstand der Werke muss eine schädliche, also rasche Bewegung der gefallenen oder zusammengewehten Schneemassen unmöglich machen. Infolge mangelnder einschlägiger Erfahrungen lässt sich solange nicht anders als probeweise, also dem Gefühle nach vorgehen, und darin liegt bis heute die schwache Seite der ganzen Abbauweise, bis nicht ausreichende, einschlägige Beobachtungen vorliegen oder die Gesetze der Stützungsmöglichkeit, des Abrollens oder Abfliessens von Schnee und dessen Setzungserscheinungen an geneigten Flächen näher erforscht sind.

Um möglichst wenig schwächere Stellen in den Schneefängen zu haben, wozu vor Allem die Enden gezählt werden müssen, an denen auch Spuren von rollenden oder rutschenden Bewegungen im Schnee vorhanden sind, vermeidet man, sie zu kurz zu machen oder unnöthige Lücken in ihnen zu lassen, wenn sie in derselben Schichtenkurve liegen, und macht lieber stufen- oder koulissenartig gebrochene Werke, wodurch weniger schädliche seitliche Durchgangsöffnungen entstehen. Die Trockenmauern bedürfen nur einer geringen Erhaltung, sind sehr stabil und widerstandsfähig und sollen, wo überhaupt möglich, überall hergestellt werden, selbst dort, wo sie gegenüber Holzbauten theurer kommen. Trotz der Besichtigung vieler, selbst schon 20 Jahre alter, mitunter primitiver Werke, wurde fast nirgends eine schlechte Trockenmauer gefunden, die Nacharbeiten erfordert hätte. Die Frage, ob die Mauern freistehend oder im hinterfüllten Zustande (Maloja, Silvaplana, Rieselaui) bessere Dienste leisten, ist dort, wo keine größeren Steinschläge drohen, (in welch' letzterem Falle Hinterfüllungen vorzuziehen sein dürften, da sie die Mauer vor Deformationen möglichst schützen,) nach dem dermaligen Stand dahin zu beantworten, dass die nicht hinterfüllten Mauern den Schnee besser stützen und sowohl ruhigen als bewegten Schnee besser zurückhalten dürften. Die vollkommene Lösung muss von weiteren Erfahrungen abhängig gemacht werden.

c) Aufforstungen. Bei Lawinenverbauungen, wo es sich um die Instandhaltung umfangreicher Ausführungen handelt, sollen durch Aufforstung einer dicht gesetzten aufrechtstämmigen, kräftigen, dem Schneedruck widerstehenden Pflanzenart nicht nur die Erhaltungskosten allmälig wesentlich verringert, sondern soll außerdem noch eine vergrößerte Sicherung erreicht werden, indem der zweckentsprechende dichte Wald ein sicheres Mittel zur Verhinderung der Entstehung von Lawinen ist. Doch muss er gewisse Eigenschaften haben, und zwar: Er darf nicht von offenen Streifen (Wiesen, Bächen, Runsen, Holztriftrinnen u. dgl.) nach der Linie des größten Gefälles oder größeren von Lücken durchzogen werden; die einzelnen Stämme sollen ziemlich nahe aneinander stehen, daher darf er nicht zu alt werden, indem dadurch die Stämme einerseits zu weit voneinander stehen und das Abgehen von Schnee zwischen denselben ermöglichen, anderseits durch Ueberständigkeit und losen Stand leicht zu Falle kommen können. In den Alpenthälern findet man zahlreiche alte Bann- oder Schutzwälder, die das Entstehen von Lawinen verhindern oder wenigstens ihre Wirkung abschwächen sollen. Ich habe an anderer Stelle*) den heutigen Zustand der Bannwälder geschildert. Ueberständige, wurzelunsichere Stämme sollten wohl überall entfernt und die entstehenden Lücken nachgeforstet werden. Es ist jedoch nicht zu wundern, wenn dort, wo alte Wälder als Schutz gegen fallende Lawinen dienen, die Bedrohten einem massenhaften Entfernen von alten großen Bäumen, um einer Neuaufforstung Platz zu machen, Widerstand entgegenstellen, weil sie dadurch auch längere Zeit ihres Schutzes beraubt werden. Hier kann wohl nur eine allmälige partienweise, wenn auch schwierige Verjüngung zum Ziele führen.

Wenn man unter natürlicher Waldgrenze jene höchsten Lagen im Gebirge versteht, bis zu welcher Höhe unsere derzeitigen Wälder vordringen, so wird in der Mehrzahl der Fälle die Meereshöhe von 1800 *m* gewöhnlich wenig überschritten und nur im Samnaun, Engadin und einigen anderen Lokalitäten reicht dieselbe wesentlich höher, sie steigt eben auch mit steigender Thalsohle. Dass in vielen Gegenden der Alpen, wo früher Wälder bestanden, jetzt dieselben verschwunden sind oder deren obere Grenze herabgedrückt erscheint und hauptsächlich den von den Gemeinden angestrebten Weideflächen zur Vergrößerung der Alpenwirthschaft Platz machen mussten, ist bekannt.

Im rauhen Oberengadin am rechten Innufer, mithin auf der Schattenseite zwischen Pontresina und St. Moritz geht der aus schönen Arven (Zirben, pinus cembra) bestehende, in den unteren Lagen spärlich mit Lärchen durchsetzte Wald 400 *m* über die 1800 *m* hoch liegende Thalsohle, mithin auf eine Meereshöhe von 2200 *m*, womit die größte Seehöhe der Waldgrenze erreicht ist; einzelne Bäume reichen bis 2400 *m*. Auf der gegenüber liegenden Lehne bei Silvaplana steht ein lichter, aus lauter überständigen, vom Lärchenwickler sehr beschädigten Lärchen bestehender Wald ohne Nachwuchs.

Bei der Begehung der Verbauungen ober Compatsch im Samnaunthal am 18. Juni 1890, die sich auf der Meereshöhe von rund 1850 *m* befinden, waren von den Kulturen im Verbau die frischen Triebe der jungen Lärchen

*) Ueber die Anwendung der Photogrammetrie im Gebirge. Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1890.

an den Wipfeln bereits wieder vollständig abgefroren, die Fichtentriebe ganz rothbraun, die Arven jedoch unbeschädigt. Wenn bei der Lärche die Wipfel versengt sind, so treibt später gewöhnlich ein Seitenast weiter, wodurch der verkrüppelte Wuchs vieler Hochgebirgslärchen sich erklärt. Aehnliche Beschädigungen zeigt eine ausgedehnte, 16 bis 20 Jahre alte Kultur auf dem linken Innufer oberhalb Samaden, und waren auf der Meereshöhe von beiläufig 1900 *m* die 20 *cm* langen Jahrestriebe der Arve bereits länger, als jene der Fichte. Die Arven waren vorsichtshalber daselbst zu je zwei Stück in Büschel gepflanzt und meist beide kräftig aufgeschossen. Der dortige sehr intelligente Kreisförster Gregori meint, dass das Fortkommen von Fichten in solchen Seehöhen dann vielleicht ermöglicht wird, wenn man dieselben erst dann pflanzt, wenn die Arven bereits eine gewisse Höhe (etwa 2 *m*) erreicht haben.

Bei den Abbauten nächst Stalvedro sind die zwischen den Pfahlreihen, welche 3 *m* von einander entfernt sind, eingebrachten Lärchen (wie es scheint, durch Mäuse) eingegangen, während an Vorköpfen, wo keine Pflöcke vorhanden waren, dieselben gut gedeihen. Ein reiner Lärchenbestand ist jedoch für Schneezurückhaltung trotz des raschen Wachsthums gegenüber anderen Nadelholzarten viel zu nachgiebig und elastisch. Selbst schon größere, mehrere Jahre alte Stämme leisten wenig Widerstand und biegen sich unter einem dichten, reichlichen Schneefall oder dem langsam wirkenden Druck der anwachsenden Schneemassen zu Thal. Kiefern leiden von Schneebruch viel, stellen sich auch dicht, und die Buchen bekommen an Lehnen den bekannten Säbelwuchs, der auf wenig Widerstand in ihrer Jugendperiode hinweist. Deshalb sind die genannten Baumarten allein für die Aufforstung in den Lawinenverbauungen nicht zu empfehlen, ja selbst nicht für Bepflanzung von Bahnböschungen, wo Schnee zurückgehalten werden soll. Die Arve oder Zirbe ist besonders für Hochlagen eine außerordentlich genügsame kräftige Pflanze, fasst sehr leicht Wurzel, daher ein sehr geringer Pflanzverlust bei Kulturen resultirt, und hat Forstinspektor Suda in Klagenfurt sie nicht blos im Herbst und Frühjahr, sondern auch im Sommer zu pflanzen versucht. Coaz will sie selbst ohne Verschulung direkt als einjährige Stämmchen aus den Pflanzgärten in die aufzuforstenden Flächen versetzen.

Es muss nach dem Gesagten die Möglichkeit einer Wiederhebung der herabgedrückten Waldgrenze unter Berücksichtigung der richtigen Pflanzart zugegeben werden. Wenn derartige Maßregeln nur sehr selten versucht werden, so liegt nicht nur passiver und aktiver Widerstand der um die Schmälerung der Weidegründe besorgten Besitzer vor, sondern befassen sich auch Forstleute nur ungern mit einer anscheinend so undankbaren, schwierigen Arbeit in schneereichem und lawinengefährdeten Terrain, da ja von einem Erträgnis keine Rede sein kann, und favorisiren noch außerdem Legföhren, Alpenerlen u. dergl., deren bedenklicher Charakter in Lawinen- oder Schneerutschgebieten wohl kaum mehr ernstlich bestritten werden dürfte, wozu einige der angeführten Angaben den diesbezüglichen Nachweis erbracht haben.

In den obersten Lagen ober der derzeitigen Waldgrenze kommt nur die Zirbe und die geradstämmige Varietät der Pinus montana, Bergföhre, mehr fort und sind nach abwärts diese allmälig mit Lärchen und noch tiefer mit Fichten zu mischen. Dass nach einigen Jahren, wenn die Bestände sich zu schließen beginnen, dieselben der Schneezurückhaltung halber gelichtet werden müssen, darf nicht übersehen werden.

Es war mir nur durch vielmonatliche Zähigkeit möglich, unsere Forstleute von der Nothwendigkeit der Aufforstung der zum Theil über der Waldgrenze bis zur Meereshöhe von 2000 *m* liegenden Lawinenanbruchsflächen am Arlberg zu überzeugen. Als es sich dann weiters um die Wahl der Pflanzenarten selbst handelte, waren wieder mancherlei Bedenken zu besiegen. Doch ist es schließlich gelungen, die Gemüther zu beruhigen und so haben wir heuer bereits, um kein Jahr zu versäumen, am Arlberg über der Waldgrenze 7000 Zirben und 3000 geradstämmige Bergföhren in der ausgeführten Verpfählung versetzt und auch Pflanzgärten zur Erzielung von Setzlingen angelegt. Ein braver Forstwart besorgt draußen die Forstarbeiten im Sinne der obigen Erfahrungen.

Ich hoffe, Ihnen, hochverehrte Anwesende, in nicht zu ferner Zeit Mittheilung machen zu können über die im heurigen Jahre begonnenen Lawinenverbauungen am Arlberg, über die Organisation der ganzen Arbeit, über Ausführungen, Studien und Details, sowie auch über den Erfolg derselben. Es werden diese Bauten nach ihrer Vollendung trotz der aufgewendeten relativ geringen Geldmittel die bisher großartigsten sein, wie sie keine andere Bahn und kein anderes Land aufzuweisen haben wird und wie sie des internationalen Charakters der Arlbergbahn würdig sind. Was menschliches Streben überhaupt vorsehen und erreichen kann, soll dort in Anwendung kommen, Dank der Einsicht und Energie unseres Baudirektors und unseres Präsidenten.

Die wenigen bereits in den Lawinenanbruchsgebieten ausgeführten und erst im Laufe der Jahre zu vollendenden Werke haben bereits die erste bedeutende Probe vor wenigen Wochen tadellos überstanden, indem zufolge von reichlichen Schneefällen in der zweiten Oktoberhälfte, wo die Schneetiefe auf den Höhen binnen wenigen Tagen 1·50 *m* erreichte, trotz abnormer Beweglichkeit des Schnees, die eine Folge der Lockerheit des letzteren und des warmen Bodens war, die Massen blos knapp unterhalb der letzten Werke abrutschten, was ich durch mühsame Begehungen am 23. Oktober und 17. November 1890 mit Befriedigung konstatiren konnte.

Neuere Steuerungen mit Verstellung von einfachen und von Doppel-Excentern.

Von L. Czischek, k. k. Professor in Wien.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XII—XV.)

A. Schiebersteuerungen.

Eine der neuesten Errungenschaften auf dem Gebiete des modernen Dampfmaschinenbaues sind die schnelllaufenden Dampfmotoren mit über 200 Touren per Minute. Durch das Auftauchen zahlreicher raschlaufender Betriebe, namentlich infolge der bedeutenden Fortschritte auf dem Gebiete der Elektrotechnik ist in den letzten Jahren das Bedürfnis nach solchen Schnellläufern ganz erheblich gestiegen. Für diese Dampfmaschinengattung haben sich nun die Schiebersteuerungen mit veränderlicher Füllung durch directe Einwirkung eines Achsenregulators auf die Excentrizität und Voreilung des Excenters als vorzüglich geeignet erwiesen, ob das Steuerungsorgan ein entlasteter Flach-, ein Kolben- oder ein Rundschieber ist.

Es soll nun in Folgendem versucht werden, diese außerordentlich mannigfachen Steuerungen je nach ihrer Excenter-Verstellung systematisch zu ordnen und in Bezug auf ihre Schieber- und Dampfdiagramme zu besprechen.

I. a) Schiebersteuerungen mit Vertheilschieber und einfachem, verstellbarem Excenter.

Nach dem Zeuner'schen Schieberdiagramm für die Dampfvertheilung (Fig. 1, Taf. XII), in welchem *e* die äußere Ueberdeckung, *r* die Excentrizität, δ den Voreilwinkel und v das lineare Voröffnen bezeichnet, kann die Füllung verkleinert werden:

1. Durch Verkleinerung der Excentrizität (Fig. 2) von r auf r_1, wodurch sich auch das lineare Voröffnen v verkleinert, oder

2. Durch Vergrößerung des Voreilwinkels (Fig. 3) von δ auf δ_1, wobei sich jedoch das lineare Voröffnen vergrößert, sowie auch die Kompression (Fig. 4) ganz bedeutend wächst; *i* bezeichnet hier die innere Ueberdeckung; endlich können

3. Excentrizität und Voreilwinkel gleichzeitig geändert werden.

Die Veränderung der Excentrizität gibt sehr wenig aus in der Aenderung der Füllung und wird bei Schnellläufern nicht angewendet; wohl aber gilt dies für den zweiten Fall, die Aenderung des Voreilwinkels durch einfaches Verdrehen des Excenters auf seiner Welle, wie z. B. bei einer von „Oerlikon" in Paris ausgestellten liegenden 3 HP.-Lokomobile mit entlastetem Flachschieber, die 240 Touren per Minute machte.*)

Geschieht ad 3 die gleichzeitige Verstellung von Excentrizität und Voreilwinkel nach Fig. 5, so dass die Mittelpunkte der Schieberkreise in die Gerade *I* fallen, welche die Linie *OE* halbirt und auf derselben senkrecht steht, dann geben alle Schieberkreise durch den Punkt *E* und die Füllung bleibt konstant, nur das lineare Voröffnen ändert sich; hingegen wird jede andere Verstellungsart, bei welcher die Mittelpunktskurve der Schieberkreise von der Geraden *I* abweicht, verschiedene Füllungen geben müssen.

*) Kovařik, Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung 1889.

Bei einem einzelnen Excenter wird eine solche Verstellung z. B. dadurch erreicht, das dasselbe mittelst eines daran befindlichen Armes *A* (Fig. 6 und 7) um den Drehpunkt *o* außerhalb des Excenterwellenmittels *O* verstellt wird. Die Centralkurve *I* sieht hier jener der Stephenson-Koulisse (mit offenen Stangen und einfachem Muschelschieber) sehr ähnlich und faktisch ist auch die Wirkungsweise dieser Verstellung und jene der Stephenson-Koulisse dieselbe.*)

Es haben daher beide Steuerungen dieselben Eigenschaften, wie: große Kompression und wachsendes lineares Voröffnen bei abnehmender Füllung, große Kanaleröffnung für verlangsamten und kleine mit starker Drosslung für beschleunigten Gang etc. Die untere Hälfte der Centralkurve gilt auch hier für den umgekehrten Lauf der Maschine und ist also bei entsprechender Einrichtung auch hier möglich zu reversiren. — Hieher gehören:

1. Der von Turner in Ipswich 1873 auf der Wiener Weltausstellung exponirte 8 HP.-Schnellläufer**); derselbe steuerte bereits mit einem solchen Excenter (Fig. 8) einen theilweise entlasteten Flachschieber. Die Tourenzahl war mit 270 angegeben und die Excenterverstellung geschah nach Fig. 9. — Durch geeignete Justirung eines Führungsbogens konnte diese Steuerung auch auf Rückwärtsgang oder „Stop" eingestellt werden (allerdings nur im Stillstand), so dass die Verstellung des Exzenters nach Fig. 10 erfolgte.

2. Die Westinghouse-Maschine***) besitzt gleichfalls ein derartiges Excenter (Fig. 11), welches durch die Verstellung nach Fig 12 einen einfachen Kolbenschieber steuert. — Die Regulirung soll bei dieser Maschine eine nur 2 % ige Abweichung der Tourenzahl bei Voll- und Leerlauf ergeben, was zum großen Theil der gleichzeitigen Beeinflussung der Kompression in der früher angeführten Weise zugeschrieben wird, wie die Indikator-Diagramme***) in Fig. 12*a* und *b* illustriren. Die „Westinghouse Machine Company" in Pittsburgh hat bis jetzt seit ungefähr 8 Jahren weit über 2000 Stück gebaut, und zwar in Stärken von 5 - 250 HP. mit 500—250 Touren pro Minute. Die Maschinen werden auch nach dem Compound-System gebaut.

3. Der unter der Bezeichnung „Streight Line Engine" bekannte, von Prof. John E Smeet in Syracuse N. Y. konstruirte Schnellläufer hat ein verstellbares Excenter nach Fig. 13, das bei einer älteren Konstruktion †) mittelst nach oben ragender Stange und Doppelhebel einen völlig entlasteten Schieber mit Trickspalte steuerte, während es bei der neuesten Anordnung ††) unter Vermeidung des Doppelhebels direkt den langen Einströmschieber steuert.

*) Vergl. „Die praktische Anwendung von Schieber- und Koulissensteuerungen" v. W. S. Quelimcloss und A. Müller, §§ 26 u 29.

**) J. Radinger, Motoren der Wiener Weltausstellung 1873.

***) „Mittheilungen des technolog. Gewerbe-Museums in Wien", III. Sect. 1887, Nr. 30 u. 31.

†) Uhland, „Prakt. Maschinen-Konstrukteur", 1888, Heft I.

††) Kovařik, „Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung", 1889.

Der separate Auströmschieber hat ein eigenes fixes Excenter, wodurch die zu großen Kompressionen vermieden werden. Die beiden Schieber sind von der Länge des Cylinders zur Verminderung der schädlichen Räume bei konstanter, mässiger Kompression und vollkommen entlastet. Beide Systeme waren auf der vorjährigen land- und forstwirthschaftlichen Ausstellung in Wien unter den Beleuchtungsmaschinen vertreten, und zwar das erstere durch eine 100 HP.-Maschine mit 215 Touren pro Minute von der Firma Steinlein & Co. in Mühlhausen, das zweite System brachte die Streight Line Engine Co. in Syracuse (N. Y) mit zwei Maschinen, einer kleineren von 35 HP. und 285 Touren pro Minute und einer größeren von 120 HP. und 215 Touren pro Minute, wie sie auch in der Pariser Ausstellung 1889 zu sehen waren.

Dieser Schnellläufer wird in manigfachen Größen gebaut und erfreut sich einer großen Beliebtheit, besonders für elektrische Beleuchtungsanlagen. Es ist äußerst interessant diese neueren Ausführungen mit der ersten bekannt gewordenen von der Weltausstellung in Philadelphia zu vergleichen*). Prof. Radinger erkannte sie schon damals als eine „Maschinentype der Zukunft“ und die Gegenwart zeigt, wie sehr er Recht hatte.

4. Die von De Ville Chatel et Cie. (Brüssel) 1889 in Paris ausgestellte 80 HP.-Tandem-Maschine**) mit einer minutlichen Umdrehungszahl von 175 benützte ein Excenter, Fig. 14 zur Bethätigung der Ein- und Auslaßschieber des Hochdruckcylinders, durchaus Corliss-Schieber, welche zur Vermeidung der eingangs erwähnten starken Dampfdrosslung bei kleiner Füllung als verdoppelte Trickschieber mit vierfacher Eröffnung konstruirt sind. Aus demselben Grunde kommt das Prinzip des Trickschiebers bei vielen der hier besprochenen Steuerungen zur Anwendung.

Bemerkenswerth ist, dass trotz eigener Auströmschieber beim Hochdruckcylinder die Veränderung der Kompression nicht vermieden wird, da dieselben gleichfalls an dem verstellbaren Excenter hängen, sowie alle vier Corliss-Schieber des Niederdruckcylinders an einem fixen Excenter angeschlossen sind.

5. In origineller Weise ist bei dem von Rice konstruirten Schnellläufer der John T. Noye Manufacturing Company in Buffalo [N. Y.]***) eine Gegenkurbel zu jenem verdrehbaren Arm A des Excenters ausgebildet (Fig. 15). Der Drehbolzen des Armes liegt in dem hohlen Kurbelzapfen, durch welchen hindurch die Verstellung des Excenters von dem in der Kurbelscheibe geborgenen Achsenregulator geleitet wird.

Da diese etwas heikle Anordnung einen Flachschieber steuert, so ist bei demselben eine sehr vollkommene Entlastung die Hauptbedingung; derselbe hat mehrere Einströmschlitze zur mehrfachen Eröffnung des Einlassquerschnittes und umgekehrte Dampfführung, indem der Dampf unter dem Schieber eintritt und in den Schieberkasten auspufft, eine Anordnung, die sich bei Schnellläufern im Interesse der Schieberentlastung öfters vorfindet. Durch die Gegenkurbel wird zugleich dem Kurbelzapfen die Schmierung zugeführt in der jetzt so allgemein beliebten Art und Weise.

Die erwähnte Firma führt dieses Maschinensystem aus von 6—350 HP. mit 400—115 minutlichen Umdrehungen, auch Compound mit derselben Regulirung beim Hoch- und Niederdrukcylinder.

6. Von anderen in diese Gruppe gehörigen Maschinentypen seien noch erwähnt der Schnellläufer der New York Safety Steam Power Company*) und jener vom A. L. Ide & Son in Springfield [Illinois]**). Beide haben einen Kolbenschieber, welcher bei der letzteren unter dem Cylinder mit doppelten Dampfkanälen liegt.

Fig. 17 zeigt das Excenter der Ide Engine, Fig. 16 jenes der anderen, welches bei C auf einem kleinen Excenter steckt, durch dessen Verdrehung der Arme A verstellt wird; hier ist demnach das Steuerexcenter nicht so direkt mit dem Achsregulator zusammengehängt, wie bei Ide und allen übrigen vorher besprochenen. Diese Anfassung soll das Zittern des Steuerexcenters, das sich bei direkter Anhängung an die Hebel der Schwunggewichte oft bemerkbar macht, verhindern.

Die New York Safety Steam Power Company baut ihre Motoren von 28—125 HP. mit 300—200 Umdrehungen per Minute und auch stehend.

Die Steuerung der Ide Engine ist von sehr interessanten Gesichtspunkten aus durchgeführt; von der Excenterstange geschieht die Uebertragung der Bewegung auf die Schieberstange wie bei der ersten Anordnung der Streight Line Engine mittelst eines Doppelhebels, dessen Arme eine solche Stellung haben, dass die Kanaleröffnungen für beide Cylinderseiten der unsymmetrischen Kolbenbewegung Rechnung tragen. A. L. Ide & Son erzeugen ihre Schnellläufer in Stärken von 5—1100 HP bei 350—120 Touren per Minute.

Die Art der Excenterverstellung dieser Gruppe ist eine ziemlich beliebte für Schnellläufer, wie die größere Anzahl der hierhergehörigen Konstruktionstypen beweist.

Je länger der Arm A, desto flacher wird die Centralkurve (Fig. 6 und 7) und geht diese in die Gerade I (Fig. 18 und 19) über bei gleichsam unendlicher Länge des Armes, d. h. wenn die Verschiebung des Excenters in einer Geraden, senkrecht zur Kurbel erfolgt.

Diese Centralkurve ist mit jener der Gooch-Koulisse identisch und wird demnach mit dieser Excenterverstellung konstantes lineares Voröffnen erreicht, wenn auch die übrigen bei der Stephenson-Koulisse früher angeführten Mängel noch fortbestehen.

Eine derartige Excenterverstellung hatte die vertikale Maschine von Lecouteux & Charnier (Paris) auf der letzten Pariser Ausstellung***). Ein Excenter nach Fig. 20 steuerte einen Kolbenschieber, jedoch nicht direkt, sondern durch Vermittlung einer Hebelübersetzung; offenbar, um einen möglichst großen Spielraum in der Veränderlichkeit der Excentrizität mit einem sehr kleinen Schieberhub zu ver-

*) Radinger, „Dampfmaschinen der Weltausstellung in Philadelphia“, 1876, S. 174. **) Kovařík, „Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung“, 1889. ***) Ubland, „Prakt. Maschinen-Konstrukteur“, 1889, Nr. 25.

*) Ubland, „Prakt. Maschinen-Konstrukteur“, 1888, H. 8.

**) Uhland, „Prakt. Maschinen-Konstrukteur“, 1889, Nr. 11.

***) Kovařík, Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung 1889.

einen. Ein am Excenter angehängter Katarakt K mildert die zu plötzliche Wirkung der Excentermasse, welches hier das Pendelgewicht bildet, einerseits und der direkt angehängten Feder andererseits, um zitternde Bewegungen zu vermeiden. Die Dampfeinströmung geschieht von der Mitte des Schiebers aus, die Ausströmung ober- und unterhalb des Kolbenschiebers in den Schieberkasten. Das Schiebergewicht wird vermöge größeren Durchmessers des oberen Schieberkolbens durch den Dampf ausbalanzirt. Eine 150 HP.-Maschine dieser Art läuft mit 300 Touren pro Minute.

Die vorjährige land- und forstwirthschaftliche Ausstellung in Wien brachte einen neuen Schnellläufer, der seiner Excenterverstellung nach gleichfalls hieher gehört. Es ist die „Globe Compound Automatic Machine" (Brown's Patent) von John Musgrave & Sons ltd. Globe Iron Works in Bulton (England).

Die Maschine erinnert beim ersten Anblick an die Westinghouse-Maschine. Der Hoch- und Niederdruckcylinder der GlobeMaschine werden von einem einzigen Kolbenschieber gesteuert, der seine Bewegung von einem Excenter nach Fig. 21 erhält. Auch bei diesem Excenter geschieht die Regulirung durch den Achsregulator nicht direkt, sondern vermittelst eines zweiten Excenters zur vollständigen Entlastung des Regulators von jedem Bewegungswiderstand des Schiebers. Es soll hiedurch eine Empfindlichkeit in der Regulirung erreicht werden, welche nur eine Schwankung von 1—2 % in der Tourenzahl bei Leergang und Vollbelastung zulässt *). Fig. 22 zeigt ein Diagrammenpaar einer solchen Maschine bei 400 Touren pro Minute abgenommen.

Die Globe-Maschinen werden mit und ohne Kondensation in Stärken von 11—280 HP. mit 450 bis bezw. 250 Touren pro Minute geliefert. Die in Wien ausgestellte Maschine lief bei 55 HP mit 350 Touren pro Minute.

Bei einigermaßen günstiger Dampfökonomie, wie sie von dieser Konstruktion wohl erwartet werden darf, dürfte sich dieses Maschinensystem, das im Durchschnitt per 1 m^2 Grundfläche für seinen Raumbedarf zirka 30 HP. unterbringt, bald ziemlich beliebt machen.

I. b) Schiebersteuerungen mit Vertheilschieber und Doppelexcenter.

Beim Doppelexcenter Fig. 23, bei welchem ein inneres (primäres) Excenter E_1 von einem äußeren (secundären) Excenter E_2 umschlossen wird, ist die Lage des äußeren (secundären) Excentermittels für die resultirende Excentrizität r, welche steuert, maßgebend.

Die Verstellung derselben kann auf dreierlei Art erfolgen, wobei jedoch immer die vom äußeren Excentermittel beschriebene Bahn die Centralkurve der Steuerung abgibt. Entweder ist 1. das innere Excenter auf der Welle fix und das äußere wird verdreht, oder 2. es wird das äußere in passender Weise gehalten und das innere Excenter verdreht, oder endlich 3. es werden beide Excenter gegen einander und gegen die Kurbel verdreht. In allen drei Fällen umschließt der Ring der Excenterstange das große äußere Excenter und bietet somit eine große Reibungsfläche bei der Schieberbewegung.

*) Vergl. Illustrirter Katalog über die Globe Compound Automatic Machine von John Musgrave & Sons ltd."

Alle drei Varianten sind in Anwendung gekommen. ad 1. In der ersten Gruppe stellen sich die Schieber-Diagramme nach Fig. 24 und 25; sie zeigen die Veränderlichkeit des linearen Voröffnens und der Kompression für verschiedene Füllungsgrade bei einem einzigen Schieber und die Form der Centralkurve I. Hieher gehören die Maschinen nach Patent Dörfel-Pröll mit einem oscillirenden Corliss-Schieber an der Unterseite des Cylinders für Ein- und Ausströmung, wie eine solche von 60 HP. und 200 Touren per Minuten auf der Wiener Jubiläums Gewerbeausstellung 1888 von der Prager Maschinenbau-Aktiengesellschaft (vorm. Breitfeld, Daněk & Co.) ausgestellt war *).

Das Innenexcenter bildete ein Stück mit der Welle und waren die Dimensionsverhältnisse beider Excenter für 0—50 % Füllung nach Fig. 26 bemessen. Der Corliss-Schieber besaß eine Trickspalte zur raschen Einströmungseröffnung. Professor Dörfel's Kombination dieses Systems der Excenterverstellung mit einem Corliss-Schieber ist gewiss eine der einfachsten zwangsläufigen Expansionsregulirungen für Dampfmaschinen mit 200—300 Touren pro Minute.

Bei gleichzeitiger Anwendung der Corliss-Scheibe, wie spätere Typen zeigen werden, lassen sich in geeigneter Anordnung auch günstigere Geschwindigkeitsverhältnisse des Schiebers gewinnen, als bei direktem Excenterantrieb möglich ist. Fig. 27 zeigt das Zeuner'sche Diagramm auf den Corliss-Schieber bezogen und Fig. 28 die Verhältnisse der Excenter bei einer gleichen Maschine von 25 HP.

Wie dieses System, haben alle übrigen hiehergehörigen Systeme mit verstellbarem Excenter und besonders jene mit Doppelexcenter die Eigenthümlichkeit, dass infolge des Einflusses der beschränkten Excenterstangenlänge die Dampfvertheilung für die verschiedenen Excenterverdrehungen nicht symmetrisch bleibt auf beiden Cylinderseiten, wenn dieselbe für eine bestimmte Normalfüllung auch symmetrisch justirt worden ist.

Auch Märky, Bromovsky und Schulz in Königgrätz hatten auf derselben Ausstellung eine solche Maschine von rund 57 HP. für 250 Touren pro Minute und bauen selbe bis 125 HP. ohne Kondensation bei 200 Touren. Auf der land- und forstwirthschaftlichen Ausstellung in Wien brachten sie zum Betrieb der elektrischen Beleuchtungsanlage eine solche Maschine von 50 HP., die mit 150 Umdrehungen pro Minute lief.

Eine vollkommenere Dampfvertheilung, als sie bei nur einem Schieber für alle Steuerungsfunktionen möglich ist, wird bei System Dörfel-Pröll bei getrennten Corliss-Schiebern für Ein- und Auslass und für jede Cylinderseite separat, erreicht. Diese Anordnung zeigte eine ebenfalls von der Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Prag gebaute **) und von dieser Firma ausgestellte Maschine von 120 HP., Compound mit 120 Touren pro Minute. Die Ausströmschieber beider Cylinder waren von fixen Excentern gesteuert mittelst Zwischenhebel, die Einströmschieber beider Cylinder dagegen von je einer Corliss-Scheibe, welche beim Niederdruck-Cylinder ein fixes Excenter mit Zwischenhebel betrieb, beim Hochdruck-Cylinder aber von

*) „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" 1888, Nr. 50.
**) Uhland, „Prakt. Maschinen-Constructeur" 1889, Nr. 6.

einem verstellbaren Doppelexcenter (Fig. 29) aus in Schwingung versetzt wurde.

Auf die mit der Corliss-Scheibe zu verbindenden Vortheile wurde bereits früher hingewiesen. Fig. 30 gibt das Schema dieses Doppelexcenters.

Die Veränderlichkeit der Füllung ging von 0—70 % und soll die Regulirung eine so gute gewesen sein, daß die Tourenzahl z. B. zwischen Füllungen 20—50 % nur um $^1/_2$ Tour schwankte. Die Einströmschieber hatten Trickspalten und ergaben unter dem Einfluss der Corliss-Scheibe in den Indikator-Diagrammen ganz zufriedenstellende Admission.

ad 2. Doppelexcenter-Steuerung mit alleiniger Verdrehung des Innenexcenters, mit Schieber-Diagrammen nach Fig. 31 und 32 war auf ebenderselben Wiener Ausstellung bei einem von Ganz & Co. in Budapest ausgeführten Schnellläufer vertreten, der 250 Touren pro Minute machen und 150 HP. zu leisten im Stande sein sollte*). Die Schieber-Diagramme geben wieder über die Veränderlichkeit des linearen Voröffnens und der Kompression Aufschluss.

Eine sehr interessante Konstruktion wies der Kolbenschieber auf, es war bei demselben innen mit Trickkanal die Ein- und an seinen Enden die Ausströmung. Die Ausströmungsüberdeckung konnte jedoch zwischen 30 und 70 *mm* verändert und so die Kompression regulirt werden. Zu dem Zweck war der Schieber dreitheilig und waren die äußeren Kolben auf der Schieberstange außerhalb des Schieberkastens verschraubbar; eine Konstruktion, die ganz vorzügliche Ausführung von Seite der Werkstätte bedingt.

Dieser Kolbenschieber wird nun von einem Doppel-Excenter gesteuert (Fig. 33), bei welchem das Innere vom Regulator auf der Welle verdreht und das Aeußere mittelst eines Bolzens *B* in einer Gleitschuhführung am Schwungrad in seiner Lage gegen die Kurbel erhalten wird. Das Innen-Excenter zu verstellen, hat jedenfalls den Vortheil, dass sich dem Regulator der Reibungswiderstand kleinerer Flächen entgegenstellt, die auch nicht so direkt den Schieberwiderständen ausgesetzt sind, komplizirt aber die Anordnung. Fig. 34 zeigt die Excentrizitäts-Verhältnisse für Füllungen von 1—45 %.

Bezüglich der Centralkurve *I* obiger Schieber-Diagrammen mag noch bemerkt werden, dass dieselbe ein Stück jener ellipsenähnlichen Kurve (Fig. 35) ist, welcher der Mittelpunkt *c* des äußeren Excenters als einer Schubstange von der Länge des Armes *A* angehörend beschreibt, wenn die Excentrizität des inneren Excenters die zugehörige Kurbel vorstellt.

Diese mit der oben beschriebenen Konstruktion mögliche Kompressions-Regulirung von Hand aus lässt sich natürlicherweise nur für eine ganz bestimmte Leistung der Maschine, also für eine ganz bestimmte Füllung richtig vornehmen, denn jede andere Füllung bedingt für die günstigste Kompression eine andere Ueberdeckung der Ausströmung; allenfalls lassen sich bequem diese Ueberdeckungen vorne und rückwärts für ganz gleiches Vorausströmen und ganz gleiche Kompressionen beiderseits mit Rücksicht auf die endliche Excenterstangenlänge justiren. Letzteres lässt sich allerdings auch bei einem eintheiligen Schieber durch richtige Ermittlung der Ueberdeckungsverhältnisse von vornherein erreichen*).

Etwas Anderes ist es, die entsprechende Regulirung der Kompression mit jener der Füllung während des Ganges durch den Regulator besorgen zu lassen, wie es z. B. die Schweizer Maschinenfabrik Oerlikon vor einigen Jahren bei ihren stehenden Schnellläufern für direkten Dynamobetrieb versucht hatte. Der entlastete Flachschieber war kreisförmig und konzentrisch getheilt, so dass ein veränderlicher Ringschlitz zwischen beiden Theilen frei blieb. Der äußere Ring wurde durch ein eigens vom Achsenregulator verdrehbares Excenter verstellt zur Regulirung der Kompression und Vorausströmung. Jedoch scheint die Firma selbst von dieser automatischen Kompressions-Regulirung wegen des großen Widerstandes für die Verstellung durch den Regulator wieder abzusehen, wie ihre neuesten Lichtmaschinen, die in der Folge zur Besprechung kommen werden, zeigen.

ad 3. Die gleichzeitige Verdrehung beider Excenter bietet für die resultirende Form der Centralkurve einen weiten Spielraum und liegt es daher sehr nahe, eine solche Wahl für diese Verdrehung zu treffen, dass irgend ein Uebelstand von jenen, die diesen Steuerungen mit einem Schieber anhaften, womöglich vermieden werde. Dieses Bestreben zeigt sich auch in der Art der Verstellung der Excenter bei der seit der Wiener elektrischen Ausstellung 1883 bekannt gewordenen Armington-Sims-Maschine**).

Die Verstellung beider übereinander gelegten Excenter (Fig. 36) geschieht nämlich nach Fig. 37 und 38 derart, dass der Mittelpunkt des äußeren Excenters sich nahezu in der Geraden *I* bewegt und somit wenigstens fast konstantes lineares Voröffnen erzielt wird, laut Schieber-Diagrammen Fig. 39 und 40 mit der geraden Centralkurve *I* à la Gooch-Koulisse. Infolge des früher erwähnten Einflusses der endlichen Excenterstangenlänge bleibt jedoch das lineare Voröffnen auch hier nicht vollkommen konstant, sondern ändert sich mit der Füllung, so zwar, dass es, wenn dasselbe für eine bestimmte Normalfüllung auf beiden Cylinderseiten gleich gestellt worden ist, bei anderen Füllungen vorne und rückwärts verschieden wird.

Wenn auch nicht zu leugnen ist, dass die Verstellung beider Excenter gleichzeitig durch die Reibung in zwei Exzenterflächen einen großen Widerstand dem Regulator entgegensetzt, so ist bei genügender Energie des letzteren doch eine sehr empfindliche Regulirung möglich, da die Verdrehungswinkel, namentlich beim Innenexcenter klein ausfallen. Die Armington-Maschine steuert mit einem Kolbenschieber mit Trickspalte und verkehrter Dampfführung.

Die Kolbenschieber, die in horizontaler Lage durch ihr Eigengewicht große Neigung zum Auslaufen und Undichtwerden haben, sollen bei den Armington-Originalmaschinen nach zehnjährigem Betrieb noch vollkommen dicht sein.

Die von der „Armington-Sims-Engine-Company in Providence schon zu Hunderten hergestellten Maschinen werden für Leistungen von 10—300 HP. indiz., bei 350—120 Touren pro Minute gebaut und erfreuen sich

*) „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“ 1888, Nr. 50.

*) Vergl. Quelimcloss-Müller, Praktische Anwendung der Schieber- und Coulissensteuerungen § 22.

**) Broschüre über die „Armington-Sims-Maschine“ 1883.

zum Betriebe elektrischer Beleuchtungsanlagen einer großen Beliebtheit, was sehr für die Güte ihrer Regulirung spricht. Bei letzterer ist von bedeutendem Einfluss die bremsende Wirkung der großen Kompressionen bei kleinen Füllungen, wie die der Broschüre über diese Maschine entnommenen Indikatordiagramme (Fig. 41, 42 und 43) klar zeigen.

Auf der Wiener Jubiläums-Gewerbe-Ausstellung hatte die Erste Brünner Maschinenfabriks-Aktien-Gesellschaft eine Armington-Maschine ausgestellt, die mit 250 Touren pro Minute lief und auf der vorjährigen Land- und forstwirthschaftlichen Ausstellung in Wien war diese Firma mit zwei Stück 80pferdigen und 1 Stück 40-pferdiger Armington-Maschinen vertreten, die pro Minute 220 Touren machten und zu Beleuchtungszwecken dienten.

Neuerer Zeit wird auch oft nur das äußere Excenter auf dem inneren, das festgekeilt ist, verdreht, bei dieser Type, sowie bei Dörfel.

Die letzte Pariser Weltausstellung brachte drei verschiedene Maschinen dieses Systems*): eine von 100 HP. mit 240 Touren pro Minute für Beleuchtungsbetrieb, eine von 75 HP. mit 150 Touren pro Minute für Fabriksbetrieb bestimmt und und endlich eine Woolf'sche von 150 HP. mit 255 Touren pro Minute, ebenfalls für elektrische Anlagen. Alle drei Typen waren von der Elsässischen Maschinenbau-Gesellschaft in Mühlhausen ausgeführt. Nach Versuchen mit Armington-Maschinen dieser Fabrik betrug der stündliche Dampfverbrauch bei einer Eincylinder-Maschine mit 300 minutl. Umdrehungen und einer mittleren Leistung von $47^1/_2$ HP. pro 1 indiz. HP. 12·45 *kg*, bei einer Kompound-Maschine mit Kondensation, die bei 277 Touren pro Minute 100 HP. Leistung ergab, pro 1 indiz. HP. 9·9 *kg*. Fig. 41a zeigt ein Indikator-Diagramm der ersteren, Fig. 42a und 43a zeigen solche der zweiten Maschine.**)

II. a) Schiebersteuerungen mit Expansionsschieber und einfachem, verstellbarem Excenter für den Expansionsschieber.

Zur Erreichung einer vollkommeneren Dampfvertheilung, als sie bei einem Vertheilschieber trotz aller Feinheiten der Details möglich ist, sind die Expansions-Schiebersteuerungen mit Vertheil- und regulirbarem Expansionsschieber und mit eigenem Excenter für jeden dieser beiden Schieber in Anwendung.

Es soll in Kürze zunächst wieder das Zeuner'sche Schieberdiagramm gestreift werden.

Bei fixer Expansion sind in dem Zeuner'schen Schieberdiagramm (Fig. 44) r_v und r_e die Excentrizitäten und δ_v und δ_e die Voreilwinkel der Vertheil- und Expansionsschieber-Exzenter, r_x die relative Excentrizität und δ_x der relative Voreilwinkel, und es ist für die Dampfvertheilung gerade so, als wenn auf dem Vertheilschieber als Schieberspiegel betrachtet, der Expansionsschieber die Rolle eines einfachen Vertheilschiebers übernehmen würde, der von einem Excenter vor der Excentrizität r_x und mit dem Voreilwinkel δ_x gesteuert wird.

*) Kovařik, Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung 1889.

**) Nach dem illustrirten Prospekt der elsässischen Maschinenbau-Gesellschaft.

Es bedeutet ferner (Fig. 45) l die halbe Länge des ungetheilten Expansionsschiebers und L die halbe Distanz der beiden Abschlusskanten, V der Vertheilschieberkanäle, so dass $L—l$ den Abstand der Expansionsschieberkanten E von den Abschlusskanten V des Vertheilschiebers vorstellt.

Nun ist klar, dass bei konstantem $(L—l)$, d. h. bei unveränderter Expansionsschieberlänge die Füllung dennoch verändert werden kann, wenn der relative Schieberkreis sich ändert durch Verstellung des Expansions Excenters. Dieselbe kann nun in ebenso mannigfaltiger Weise erfolgen, wie sub I die Excenterverstellung für den Vertheilschieber. Die einfachste Art ist die Verdrehung eines losen Expansions-Excenters auf seiner Welle nach Fig. 46.

1. Dieses Prinzip liegt der Steuerung der Buckey Engine zu Grunde*), welche schon auf der Weltaustellung in Philadelphia 1876 durch ihre interessanten Details die Aufmerksamkeit der Fachleute in hohem Grade erregte und seitdem in weit über tausend Exemplaren gebaut worden ist. Fig. 47 zeigt das verdrehbare Expansions-Excenter und Fig. 48 die Excenterstellungen.

Höchst eigenthümlich ist bei diesem Schnellläufer die indirekte Uebertragung der Schwingungen von dem Expansions-Excenter auf seinen Schieber, wodurch die relative Bewegung dieses Expansionsschiebers gleich seiner absoluten Bewegung wird, die er auch bei direktem Antriebe haben würde. Es setzt sich in dieser Anordnung nämlich seine faktische Bewegung zusammen aus der Bewegung des Vertheilschiebers plus der Bewegung eines Expansionsschiebers mit direktem Antrieb, und der Vertheilschieber ist somit für ihn eigentlich ein fixer Schieberspiegel.

Das Schieberdiagramm dieser Doppelschiebersteuerung sieht daher einem solchen mit einem einfachen Schieber ähnlich, der durch den Expansionsschieber vorgestellt wird; der Vertheilschieber ist der Schieberspiegel dazu (Fig. 49).

Durch diese Anordnung, die darin besteht, dass der Zwischenhebel der Expansions-Excenterstange auf dem Zwischenhebel der Vertheil-Excenterstange gelagert ist, werden die kürzesten Dampfkanäle im Cylinder erreicht, sowie ziemlich günstige Abschluss-Geschwindigkeiten der Expansionsschieber-Platten, die hier außerordentlich kurz sein können und daher wenig Reibung verursachen. Der Vertheilschieber ist durch sinnreiche Detailkonstruktion vollkommen entlastet.

Die Dampfführung geschieht, wie schon bei früheren Beispielen, umgekehrt, was wohl auch bezüglich der Dampfverluste durch Undichtheit und Abkühlung des Schieberkastens seine Vortheile hat.

Gegenwärtig wird diese Maschine von der Buckey Engine Company in Salem (Ohio) in drei verschiedenen Konstruktionstypen gebaut, von welchen zwei für Schnellbetrieb bestimmt sind und für Leistungen von 14 bis 246 HP. mit 325—225 Touren pro Minute ausgeführt werden nach der einen Type, während nach der anderen Type der Effekt zwischen 27 und 1250 HP., die Tourenzahl pro Minute zwischen 230 und 95 variirt; bei einer dritten Typpe für mäßig schnelle Betriebe liegen die

*) Radinger, „Bericht über Dampfmaschinen der Weltausstellung in Philadelphia 1876."

Zahlen des ersteren zwischen 48 und 900 HP., der letzteren zwischen 170 und 75 HP.*) Der Unterschied der drei Typen liegt hauptsächlich in der Konstruktion des Maschinenrahmens.

2. B. W. Payne and Sons in Elmira (New-York) bauen Schnellläufer mit derselben Verdrehung des Expansions-Excenters und wenden Corliss-Schieber an, deren zwei unter dem Cylinder an den Enden liegen und aus je einem Vertheilschieber mit einem innen liegenden Expansionsschieber bestehen. Sowohl die beiden Vertheil-, als auch die beiden Expansionsschieber hängen an je einer Corliss-Scheibe, wodurch besonders günstige Eröffnungsverhältnisse erreicht werden.**)

3. Die Cummer-Dampfmaschine der Prospect-Maschine and Engine Compay in Cleveland (Ohio) gehört gleichfalls in diese Gruppe***). Sie hat für die Einströmung zwei getrennte Vertheilschieber seitlich mit je einer Expansionsplatte und hat einen separaten Ausströmschieber unter dem Cylinder. Sämmtliche Schieber sind Rostschieber mit drei- und vierfacher Eröffnung und durchaus unentlastet, da der Weg der mehrfach gespaltenen Schieber nur sehr klein zu sein braucht.

Das lose Excenter der Expansionsplatten wird von einem äußerst komplicirten, allerdings sehr sinnreichen Achsenregulator verstellt, bei welchem die sonst allgemein übliche Federbelastung im Regulator liegend ersetzt ist durch außerhalb der rotirenden Theile liegende, ruhige Gewichtsbelastung; dieselbe kann infolge dessen während des Ganges regulirt und die Umdrehungszahl verändert werden. Der Regulator liegt auf einer vorgelegten Welle, wodurch das Excenter und alle zu verstellenden Theile, mithin auch ihre Wege, klein ausfallen, und auf den Regulator weniger Arbeit kommt. Die Regulirung der Füllung geschieht von 0 bis 0·8 und soll der Gang der Maschine ein außerordentlich gleichmäßiger sein.

Die genannte Fabrik baut diese Maschinen in zwei Typen für mäßige Geschwindigkeiten und als eigentliche Schnellläufer; der Hauptunterschied liegt in der Rahmenform. Erstere werden für Leistungen von 80 HP. bis rund 2000 HP. mit Touren pro Minute von 120—81 geliefert, letztere von 46—900 HP. mit 150—100 Touren pro Minute.

4. Gehört auch hieher der von Russell & Co. in Massillon (Ohio) konstruirte Schnelläufer mit getrennten unentlasteten Einlaßschiebern und mehrfach geschlitzten Expansionsplatten und zwei separaten Corliss-Schiebern für die Ausströmung. Letztere sowohl, wie die beiden Einlaßschieber hängen an dem einen fixen Excenter; für die Expansionsschieber ist dasselbe lose und nach Fig. 50 verstellbar.

Die Stärke dieser Maschinen variirt zwischen 40 und 220 HP., die Tourenzahl zwischen 275 und 160 pro Minute †).

*) Uhland, „Prakt. Maschinen-Konstrukteur" 1888, Heft 3.
**) Desgleichen 1889, Nr. 25.
***) Desgleichen 1888, Heft 9.
†) Desgleichen 1888, Heft 8.

Die beiden letzten Maschinensysteme zeigen recht deutlich das geringe Vertrauen mancher Konstrukteure auf die Schieberentlastung; sie greifen mitunter lieber zu anderen Auskunftsmitteln, um den Reibungswiderstand der Schieber herabzumindern oder die Energie des Regulators besser zur Geltung zu bringen.

II. b) Schiebersteuerungen mit Expansionsschieber und Doppelexcenter für den Expansionsschieber.

Von den sub I *b*) angeführten drei verschiedenen Arten der Verstellung von Doppelexcentern sind für die Regulirung des Expansionsschiebers nur die zwei ersten in Anwendung gekommen und zwar: 1. Verdrehung des sekundären Excenters bei fixem primären Excenter auf der Welle, 2. Verdrehung des letzteren bei passender Aufhängung des ersteren.

ad 1. Mit einer gewissen Befriedigung können wir auf die Thatsache blicken, dass ein österreichischer Ingenieur es war, der zuerst mit der Idee des verstellbaren Doppelexcenters, kombinirt mit einem Achsenregulator, auftauchte und damit bahnbrechend war für eine ganz neue Art der Regulirung der Füllungen, deren Nachahmungen und Modifikationen heute schon Legion sind. Es scheint überhaupt Wien speziell die Wiege des Doppelexcenters zu sein, denn zu Beginne der Dreissiger Jahre erhielt Leo Müller auf die Anwendung desselben für Buchdruckerschnellpressen, die damals Siegl in Wien baute, ein Patent.

Seither fand es auch Anwendung bei Wechselstühlen von Hacking & Co. und auf der Wiener Weltausstellung 1873 brachte es zum ersten Male Ingenieur Friedrich & Co. in Wien zu dem oben erwähnten Zwecke an einer Dampfmaschine. Prof. Radinger sagt schon damals in seinem Bericht, über die Motoren jener Ausstellung*) über diese Steuerung wörtlich: „Für rasch laufende Maschinen scheint sie eine der besten und einfachsten Lösungen des Prinzips der Regulator-Einwirkung auf die Füllung zu sein", und wie sehr diese Vermuthung zutrifft, zeigen die modernen Schnellläufer.

Friedrich steuerte einen flachen Vertheilschieber mit einem fixen Excenter und den gegitterten Expansionsschieber mit einem verstellbaren Doppelexcenter (nach Fig. 51), dessen Stellungen zur Kurbel das Schema Fig. 52 zeigt, während die zugehörigen Schieber-Diagramme sich nach Fig. 53 gestalten. Dieses Dopelexcenter**) zeigt gegen alle bisher angeführten den Unterschied, dass hier nicht das sekundäre Excenter E_2 das primäre E_1 wie ein Ring umschließt, sondern beide Excenter, das größere und das kleinere sind bei Friedrich in einem Stück nebeneinander und jedes hat seinen eigenen Ring. Der Ring des ersteren ist auf der Welle fix, (nämlich mit dem fixen Vertheil-Excenter ein Stück) und bildet also gewissermaßen ein hohles, primäres Excenter, denn in demselben erfolgt die Verstellung des Doppelexcenters durch den Regulator; der Ring des zweiten steht mit der Excenterstange des Expansionsschiebers in

*) Radinger, „Die Motoren der Wiener Weltausstellung 1873" Seite 192.

**) Müller-Melchiors, „Dampfmaschinen-Steuerungen der Wiener Weltausstellung, 1873."

fester Verbindung, die Lage seines Mittelpunktes ist demnach maßgebend für die resultirende Excentrizität.

Diese Excenter-Konstruktion hat jedenfalls den Vortheil des geringeren Reibungswiderstandes infolge der kleineren Excenterfläche für die Bewegung des Schiebers, gegen die anderen Doppelexcenter. Zu dem Schema in Fig. 52 ist zu bemerken, dass die resultirende Excentrizität des Doppelexcenters für die 0-Füllung r_{e_0} mit dem Vertheilexcenter fast gleichen Voreilwinkel hat.

Prof. Salaba hat im Verein mit Ingenieur Budil gleichfalls ein Steuerungs-System ausgemittelt, bei welchem der Expansionsschieber (hier eine einfache Platte) an ein nach 1. verstellbares Doppelexcenter gehängt ist*). Dasselbe (Fig. 54) erinnert an das in Fig. 29, bei welchem auch das innere Excenter auf der Welle fest, das äußere drehbar angeordnet war. Fig. 55 zeigt wieder die Excenter-Verhältnisse, welchen die Schieber-Diagramme in Fig. 55 entsprechen. Die beiden Figuren zeigen, dass die primäre Excentrizität jene des Vertheil-Excenters sowohl ihrer Größe, als Lage nach deckt. Bei der ersten Ausführung dieses Steuerungssystems von der Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Prag wurde die Excenterverstellung durch Dampfkraft in etwas komplizirter Weise erreicht, welche aber alsbald der Fliehkraft eines Achsenregulators weichen musste. In dieser Ausbildung baut die Firma Märky, Bromovsky & Schulz in Königgrätz diese Steuerung und die Land- und forstwirthschaftliche Ausstellung in Wien hatte auch eine Woolf'sche Maschine dieser Firma im Betrieb der elektrischen Beleuchtungs-Installation gezeigt, welche bei 186 Umdrehungen pro Minute 120 HP. lieferte und deren Hochdruckcylinder in der beschriebenen Weise regulirt worden war.

Als Vortheil dieses Steuerungssystems erscheint die dabei mögliche Kleinheit der einfachen Expansionsschieberplatte und der Umstand, dass sich an den Schieberspiegeln keine Absätze durch Abnützung bilden können, selbst wenn die Maschine ausschließlich mit einer und derselben Füllung arbeitet, da die Abnützung immer auf der ganzen Fläche gleichmäßig erfolgt.

Die Land- und forstwirthschaftliche Ausstellung in Wien hatte noch einen anderen Schnellläufer mit hieher gehörigem Steuerungssystem gebracht.

Es war dies eine 100 HP., verticale Woolf'sche Maschine der Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft in Prag mit einer dritten Variante der Dörfel-Pröll-Steuerung. Wie schon bei zwei früheren Typen beschrieben, kommt auch hier ein solches Doppelexcenter mit Verstellung des äußeren Excenters zur Anwendung, nur steuert es diesmal einen Expansions-Schieber des Hochdruckcylinders. Dieser Expansions-Corliss-Schieber arbeitet jedoch nicht wie bei dem früher erwähnten Schnellläufer von Payne & Sohn in dem Vertheil-Corliss-Schieber, sondern nach dem Zweikammersystem in einer eigenen Kammer über jener des Vertheilschiebers; es expandirt somit der Dampf in letzterer mit. Dieser Vertheilschieber, sowie jener des Niederdruck-Cylinders haben fixe Excenter. Der Expansionsschieber hat Trick-Spalte und gibt Füllungen von 0 bis 75 %.

*) Uhland, „Praktischer Maschinen-Konstrukteur" 1889, Nr. 2.

Das zugehörige Schieber-Diagramm lässt sich analog jenem der Salaba-Budil-Steuerung (Fig. 56) konstruiren, soweit es die resultirenden Expansions-Exzentricitäten betrifft und analog jenen der älteren Oerlikonmaschinen (Fig. 59), was die Füllungsgrade anbelangt. Jedenfalls ist die Steuerung dieser Maschine eine Vervollkommnung der beiden früher besprochenen Varianten und noch dazu bedeutend einfacher, als jene der zweiten mit zwei Ein- und zwei Auslass-Schiebern an jedem Dampfcylinder.

ad 2. Eine der interessantesten und hochausgebildetsten Typen moderner Dampfmaschinen ist jene der Schweizer Maschinenfabrik in Oerlikon. Diese Fabrik baut ihre schnelllaufenden Maschinen (System Hoffmann) nur stehend und direkt gekuppelt mit ihren Dynamos. Die Maschinen sind reich an fein durchdachten und nicht minder fein ausgeführten Details, wie sie eben von einer Fabrik, die selbst ihre Werkzeugmaschinen baut und darin einen Weltruf genießt, erwartet werden dürfen.

Bei dem Doppelexcenter der Steuerung dieser Schnellläufer (Fig. 57) verdreht der Regulator am Ende der Kurbelwelle das Innenexcenter, während das äußere an dem Arme A durch den Lenker L analog jenem in Fig. 33 so gehalten wird, dass es der Verstellung des Innenexcenters zu folgen vermag.

Auf dem Vortheil der Verstellung des Innen-Excenters wurde bereits sub 1*a*) hingewiesen und ist hier die Führung des Außenexcenters durch einen Lenker wesentlich einfacher wie dort. Durch dieses Doppelexcenter wird bei den neuesten Maschinen Oerlikons*) der Expansions-Kolbenschieber gesteuert, der sich in dem Vertheil-Kolbenschieber bewegt; letzteren bethätigt ein fixes Excenter. Der Dampf wird verkehrt geführt, so dass die Einströmung von der Mitte, die Ausströmung nach den Enden der Schieber erfolgt. Dadurch wird der Schieberkasten theilweise zum Receiver und die Ueberführung des Dampfes zum Niederdruck-Cylinder einfach. Die Konstruktion dieser beiden äußerst zart gehaltenen Kolbenschieber mit ihren ineinander gesteckten Stangen und Gelenkdetails ist geradezu reizend und die Ausführung musterhaft.

Bei Woolf'schen Maschinen hat der Niederdruckcylinder einen einfachen Kolbenschieber und ein fixes Excenter. Die letzte Pariser Ausstellung konnte die Oerlikoner Maschinen mit zu ihren Glanzpunkten in der Maschinenhalle zählen. Es waren daselbst außer der sub 1*a*) erwähnten kleinen Lokomobile eine 20 HP. Maschine die 520, eine 60 HP.-Woolf-Maschine, die 360 und eine 200 HP.-Woolf-Maschine, die 180 Touren pro Minute machte; zwei davon waren direkt mit Dynamos gekuppelt.**)

Das Doppelexcenter der letzteren Maschine zeigt Fig. 58. Es ist hiezu zu bemerken, dass mit dem äußeren Expansionsexcenter das Vertheilexcenter in fester Verbindung ist, demnach auch mit vom Regulator beeinflusst wurde, auf dem gemeinschaftlichen, verdrehbaren Innenexzenter. Dieselbe Figur zeigt auch das Schema der Excentrizitäten. Fig. 59 und 60 stellen die zugehörigen Schieber-

*) „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" 1889, Nr. 34.

**) Kovařik, „Dampfmaschinen der Pariser Ausstellung 1889."

diagramme dar; in letzterer ist die veränderliche Kompression ersichtlich.

Die Konstruktion dieser Kolbenschieber weicht insofern von der früher erwähnten ab, als der Expansionsschieber hier zwischen den beiden Vertheilschieber-Kolben auf derselben Büchse des Steuercylinders arbeitet, wodurch der Hohlraum der Kolbenschieber bis zum Abschluss des Vertheilschiebers mit an der Expansion theilnimmt.

Es ist klar, dass der Regulator durch das Mitschleppen des Vertheilschiebers wesentlich mehr belastet wird, demnach ungleich mehr Energie entwickeln muss; aus diesem Grunde ist die Fabrik von dieser Anordnung, die nur die gleichzeitige Regulirung der Kompression bezweckte, wieder abgegangen und verstellt neuestens nur das Expansions-Excenter nach Fig. 57, wie dies bei einer 50 HP.-Woolf-Maschine auf der Deutschen Allgemeinen Ausstellung für Unfallverhütung zu Berlin 1889 der Fall war.*)

Die Excenterverhältnisse dieser Maschine sind in Fig. 61 schematisch angegeben; es entsprechen denselben die Schieber-Diagramme in Fig. 62, und Fig. 63 und 64 zeigen Indikator-Diagramme vom Hoch- und Niederdruckcylinder dieser Maschine,*) welche normal 300 Umdrehungen in der Minute macht. Die Maschine arbeitet dabei und auch noch bei höherer Umdrehungszahl vollkommen ruhig, ohne jeden Stoss und ohne jede Vibration, wie alle Schnellläufer dieser ausgezeichneten Firma.

Der Nutzeffekt dieser Woolf-Maschinen erreicht bei Anwendung von Kondensation selbst 90 % und der stündliche Dampfverbrauch wird unter derselben Voraussetzung mit 10, 9 und bei den großen Maschinen selbst mit 8 *kg* per indizirte HP. angegeben; ein Ergebnis, das für einen Schnellläufer, die sich ja sonst in der Regel als „Dampffresser" bekunden, gewiss ein sehr schönes zu nennen ist.

Auch die Schweizerische Lokomotivfabrik in Winterthur**) hatte auf der Pariser Ausstellung drei Maschinen mit innerer Verstellung eines Doppelexcenters für den Expansionsschieber.

Das Außenexcenter wurde in geeigneter Weise vom Schwungrad mitgenommen und das innere besorgte durch seine Verdrehung auf der Welle mit Hilfe des Regulators die Veränderung der Voreilung und Excentrizität des äußeren Excenters derart, dass ziemlich rasches Abschließen der Einströmung erreicht wird.

Da bei dieser Anordnung die Widerstände der Schieberbewegung, welche durch den Excenterring zunächst auf das Außenexcenter übertragen werden, zum großen Theil das Schwungrad aufnimmt, an welchem dieses Excenter hängt, und die regulirenden Theile am Innenexcenter zum Theil davon entlastet sind, lassen sich mit dieser Verstellung auch eher Flachschieber kombiniren. In der That hatten diese drei Maschinen Flachschieber, und zwar kreisrunde Vertheilscheiben, die sich in ihren Rahmen behufs Aufschleifens verdrehen konnten, mit koncentrisch verlaufenden Spalten und dementsprechend kreisförmigen Kanten an der Expansionsplatte.

*) „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" 1889, Nr. 31.
**) Kovařík, „Dampfmaschinen der Pariser Weltausstellung 1889."

Die größte der drei Maschinen, Compound-System, gab ohne Kondensation bei 135 Touren pro Minute 80 HP. und wurden durch die beschriebene Steuerung am Hochdruckcylinder Füllungen von 12 bis 63 % zugelassen bei 65 % fixer Füllung im Niederdruckcylinder mit nur einem ebensolchen kreisrunden Vertheilschieber. Bei Kondensation sind die Füllungsgrenzen beim Hochdruckcylinder 6 und 52 % und die fixe Admission des Niederdruckcylinders 58 %.

Die anderen zwei Maschinen hatten je 30 HP., eine als Compound-, die andere als Eincylindermaschine, letztere mit Kondensation. Beide hatten dieselbe Expansionsregulirung und noch eine besondere Einrichtung, die bei großen Füllungen einen sehr raschen, bei kleinen einen langsamen Abschluss der Admission, also im letzteren Falle auch Drosselung bewirkt. Dieselbe bestand bei der Compound-Maschine in einer Zwischenplatte zwischen Vertheil- und Expansionsschieber mit halbmondförmigen Schlitzen, bei der anderen Maschine in der Anwendung von Doppelhebeln in in der Uebertragung von der Excenter- zur Schieberstange, wie in manchen der früher besprochenen Fälle.

Ueberblickt man die Resultate dieser verschiedenen, im Vorhergehenden besprochenen Steuerungen, so ergibt sich folgendes Resumé:

Steuerungen mit direkter Verstellung des Excenters für verschiedene Füllungsgrade ergeben bei einem Schieber für Ein- und Ausströmung im Allgemeinen ziemlich mangelhafte Dampfvertheilung, die durch Anwendung von Trickschiebern, spezielle Anordnung für konstantes lineares Voröffnen oder für mit der Füllung passend veränderte Kompression einigermaßen nach der einen oder anderen Richtung korrigirt werden kann.

Wesentlich besser stellen sich die Verhältnisse bei Anwendung von getrennten Schiebern für Ein- und Ausströmung, wobei nur die ersteren vom verstellbaren Excenter veränderlich beeinflusst, letztere jedoch von fixen Excentern gleichmäßig gesteuert werden. Bei Anwendung von Doppelschiebern, nämlich fix gesteuerte Vertheil- und veränderlich gesteuerte Expansionsschieber, endlich lassen sich die bei einem Schnellläufer überhaupt denkbar besten Dampfvertheilungsverhältnisse erzielen.

In allen Fällen ist für einen gleichmäßigen Gang, eine möglichst große Empfindlichkeit des hier in Anwendung kommenden Achsenregulators anzustreben. Dieses Ziel wird nicht durch große Massenanhäufung im Regulator erreicht, welche große Zapfendrücke zur Folge hat, sondern vielmehr durch wohldurchdachte Details, welche die Reibungswiderstände der daran hängenden Schieber auf ein Minimum herabzubringen, um mit einem recht leichten Regulator auszukommen.

Verschiedene, mehr oder weniger wirksame Entlastungen der Flachschieber, Reduktion von deren Dimensionen durch spezielle Anordnung auf ein kleinstes Maß, Anwendung von Corliss-Schiebern und besonders von vollkommen entlasteten Kolbenschiebern, vorzüglich bei vertikaler Aufstellung gut geeignet, sind die Auskunftsmittel der verschiedenen Konstrukteure von Schnellläufern.

B. Ventilsteuerungen.

Im Anschlusse an die besprochenen Schiebersteuerungen mit veränderlicher Expansion durch Verstellung von Doppelexcentern soll eine neue Ventilsteuerung beschrieben werden, welche ähnlich jenen den Regulator auf Verstellung eines Doppelexcenters wirken lässt zur Erreichung verschiedener Füllungen.

Es ist dies die **zwangläufige Präzisionsventilsteuerung, System Czischek, mit verstellbarem Doppelexcenter.** Das bei dieser Steuerung angewendete Doppelexcenter (Fig. 65) ist eigentlich nicht in dem Sinne wie jene bei den besprochenen Schiebersteuerungen ein solches, bei welchem die beiden übereinander liegenden Excenter relativ gegen einander verstellt werden und dann wie ein Excenter von der resultirenden Excentrizität steuern, wiewohl es beim ersten Anblicke jenen ganz gleich sieht. Hier hat vielmehr jedes Excenter, das innere Steuerexcenter E_1 sowohl, wie das äußere Regulirexcenter E_2 seine eigene Bewegung.

Während nämlich ersteres auf der Welle W fix, sich mit dieser gleichförmig dreht, macht das letztere eine komplizirte Bewegung, welche sich zusammensetzt aus der durch das Innenexcenter verursachten Schwingung und aus der Bewegung des Gelenkbolzens a in einem Bogen, der der Länge des Lenkers L als Radius entspricht.

Die Lage des Lenkers verstellt sich mit dem auf der Regulirwelle W_1 befestigten Hebel H, somit verändert sich auch die Lage dieses Bogens und die Bewegung des Außenexcenters.

In welcher Weise mit dieser äußerst einfachen kinematischen Kette verschiedene Füllungen bei einer Ventilsteuerung erzielt werden, geht aus Folgendem hervor. Der Mittelpunkt des Außenexcenters, also auch des Excenterringes beschreibt ellipsenähnliche Kurven, die sich leicht konstruiren lassen und in Fig. 66 in einem Schema dargestellt sind. Die Lage dieser Ellipsen ist je nach der Lage des Hebels H verschieden und fallen demnach verschieden große Stücke derselben unter den Ventilschlussbogen vom Radius der Ventilstangenlänge, wodurch ein verschieden langes Offenhalten der Ventile erreicht wird. Bei 0-Füllung tangirt die Ellipse gerade den Ventilschlussbogen. Fig. 67 zeigt die prinzipielle Anordnung der ganzen Steuerung, deren Funktion sich nach dem Vorhergehenden von selbst erklärt.

Bemerkenswerth wäre noch, dass die Auflagen n für die Ventilhebel p nicht fix sind, sondern pendeln können, entsprechend dem Ausschlag beim Anheben der Ventile, so dass die Ventilspindeln nicht seitlich gezerrt werden. Zudem sind diese Auflagen leicht justirbar, sogar während des Betriebes, um für alle Fälle ein vollkommen ruhiges Spiel der Ventile zu sichern.

Die Ausströmung lässt sich direkt an den Excenterring hängen, und da auch jeder Punkt dieses Ringes jene Ellipsenbewegung mitmacht, wie Fig. 66 zeigt, so wird bei dieser Steuerung in sehr einfacher Weise auch die Kompression regulirt, und zwar ganz nach Wunsch des Konstrukteurs durch passende Wahl des Bolzenmittels c und der Lage der Ausströmventilstange; natürlicherweise kann sie auch konstant erhalten bleiben.

Dass die Anordnung des Lenkers mit seinem Hebel gerade die gezeichnete ist, ist nicht Zufall, sondern das Resultat konstruktiver und praktischer Ausmittlung mit einem Modell der Steuerung, die zum Zwecke hatte, den Regulator von jeder Rückwirkung zu entlasten. Dies ist auf folgende Weise erreicht. Im Moment der Ventilöffnung kommen durch die Ueberwindung des Dampfüberdruckes auf dem Einströmventil bedeutende Kräfte in die Steuerungstheile, wofern sie nicht davon entlastet werden. Im vorliegenden Fall ist die Entlastung der regulirenden (mit dem Regulator unmittelbar zusammenhängenden Theile) dadurch erzielt, dass infolge der eben erwähnten Anordnung in der Periode der Ventileröffnung das Außenexcenter mit dem Ring wie ein Stück schwingt und zwar so, dass der Bolzen a ungehindert in seinem, ihm von dem Lenker vorgeschriebenen Bogen sich bewegen kann. Es bleibt demnach der Hebel H absolut ruhig. Eine relative Verschiebung zwischen dem Außenexcenter und dem Ring findet also nur statt, wenn die Steuerung unbelastet ist und leer geht. Diese Verhältnisse zeigen sich im Modell eklatant.

Mit dieser Steuerung lassen sich immer Füllungen von 0 bis über 0·5 bei sehr geringen Verdrehungswinkeln der Regulirwelle erhalten, was für eine Präcisionssteuerung mehr als genug ist, jedoch ohneweiters können diese Grenzen bis zur Vollfüllung ausgedehnt werden.

In der Richtung, in welcher der Lenker das Außenexcenter drückt, erfolgt die Drehung, es ist demnach die Maschine umgesteuert, wenn der Lenker (wie in Fig. 67 punktirt angedeutet) auf die andere Seite der Ventilstange zu liegen kommt, was gewiss sehr leicht und einfach ausgeführt werden kann, wofern nur die Welle W nicht fix gelagert, sondern in passender Weise verstellbar angeordnet ist. Fig. 69 zeigt eine Variante, bei welcher das Innenexcenter durch einen excentrischen Zapfen Z ersetzt ist; das Regulirexcenter wird dann viel kleiner. Es muss dann die Welle mit den beiden excentrischen Zapfen (an den Stirnenden) der Steuerwelle vorgelegt werden.

Es wären demnach als Vorzüge dieses Systems folgende Thatsachen anzuführen:

1. Die große Einfachheit; ein Doppelexcenter mit einem Lenker und zwei Gelenkbolzen machen die ganze Steuerung aus.
2. Die Steuerungstheile liegen um ein Wellenmittel angeordnet und schwingen sämmtlich in einer Vertikalebene ohne jede Tendenz zu seitlichem Ausweichen.
3. Es kommen nur gedrehte Gleitflächen vor, die billig und genau herstellbar und leicht nachzustellen sind.
4. In der Periode der Ventileröffnung, also der Belastung der Steuerungstheile tritt gar keine andere Bewegung unter Druck auf, als jene des Innenexcenters im äußeren, wie bei jeder einfachen Schiebersteuerung.
5. Vollkommene Entlastung des Regulators von jeder Rückwirkung, demnach leichte und empfindliche Regulirarbeit mit kleinen Regulatoren.
6. Beliebige Regulirung der Kompression.
7. Infolge Stellbarkeit der Auflagen leichtes Montiren und bequeme Justirung auch im Betrieb für vollkommen geräuschlosen Gang der Ventile, selbst bei höheren, als bis jetzt bei Ventilmaschinen gebräuchlichen Tourenzahlen.

8. Entlastung der Ventilspindeln von seitlichen Drücken durch pendelnde Auflagen.

9. Leichte und einfache Umsteuerung, z. B. für Fördermaschinen,, bei welchen sich bei dieser Steuerung sehr einfach die Umsteuerung mit einem Regulator verbinden lässt.

10. Herstellung der Steuerung infolge ihrer Einfachheit billig und daher auch für die Niederdruckcylinder von Compound-Maschinen vortheilhafter, als Schiebersteuerung.

Die erzherzogl Albrecht'sche Kameraldirektion in Teschen ließ bereits im Jahre 1889 eine 30 HP. Dampfmaschine mit dieser Steuerung in ihrer Maschinenbauanstalt zu Ustron (Oesterr.-Schlesien) versuchsweise bauen, die am 1. Februar des vorigen Jahres in Karlshütte bei Friedeck angelassen worden ist. Vom ersten Momente des Anlassens funktionirte die Steuerung ohne den geringsten Anstand und seither besorgt die Maschine ungestört den Betrieb der erzherzogl. Brückenbauanstalt daselbst.

Es hat sich bei diesem ersten Versuch nicht nur das Prinzip der Steuerung bestens bewährt, sondern es fanden sich auch alle Voraussetzungen, wie Regulatorentlastung, richtige Kompressionsregulirung, geräuschloser Gang etc. vollkommen bestätigt. Es ist bemerkenswerth, dass bei der ersten Ausführung dieser Steuerung auch nicht die geringste Aenderung an derselben vorzunehmen war und die Steuerung vollständig so geblieben ist (Fig. 70), wie sie von allem Anfang projektirt war (Fig. 71 bis 73). Die Maschine hat 300 *mm* Cylinderdruck, 600 *mm* Hub und läuft mit 80 Touren pro Minute. Der Gang der Ventile ist ein absolut ruhiger und bleibt es auch, wenn die Tourenzahl über 100 hinaus gesteigert wird.

Jeder Fachmann und Laie, der andere Systeme von Präzisions-Ventilsteuerungen gesehen hat, ist überrascht durch die Einfachheit dieser Konstruktion, sobald er vor die arbeitende Maschine tritt denn er sieht nichts, als die auf- und abschwingenden Excenterringe mit Ein- und Ausströmstange, wie bei der einfachsten Schiebersteuerung, da sich die ganze Verstellung durch den Regulator innerhalb des Ringes vollzieht. Es macht infolge dessen der Gang der Steuerung einen außerordentlich soliden und beruhigenden Eindruck.

Während bisher jeder Konstrukteur vermied, bei Compound-Maschinen die Ventilsteuerung des Hochdruckcylinders wegen ihrer Komplizirtheit auch am Niederdruckcylinder anzuwenden und sich lieber mit Schiebern behalf, die dort gerade recht groß ausfallen und viel Reibungsarbeit verursachen, liegt es sehr nahe, eine Ventilsteuerung von entsprechender Einfachheit auch bei den Niederdruckcylindern zu geben und damit alle Schieber mit ihren Nachtheilen zu vermeiden.

Die Weltfirma Gebr. Sulzer in Winterthur, die einzig und allein im Stande ist, bei ihren großen Triple-Compound-Maschinen von über 400 HP. per Pferdekraft und Stunde einen Dampfverbrauch von 6 *kg* zu garantiren, was nur bei ihrer langjährigen Erfahrung in Dampfmaschinenbau, bei ihrer ausgezeichnet sorgfältigen Ausführung der Maschinen und bei peinlicher Beobachtung aller Umstände, die auf Dampfersparnis hinweisen, möglich ist, diese Firma gibt auch ihren Niederdruckcylindern selbst bei Triple-Compound-System Ventilsteuerung. Das Vorgehen einer derartigen Musterfabrik genügt wohl schon, dem Dampfmaschinen-Konstrukteur den richtigen Fingerzeig zu geben.

Anderseits möge ein Beispiel genügen, zu beweisen, was Schieberreibung ausmachen kann.

Bei einer Schienenstreckmaschine von 1 *m* Durchmesser, $1^1/_4$ *m* Hub, die mit 110 Touren pro Minute auswalzte, hatte ich seinerzeit die Flachschiebersteuerung (Vertheilschieber mit Expansionsschieberplatte für fixe Expansion) durch eine andere zu ersetzen. Es ist klar, dass bei solchen Cylinderdimensionen und Kolbengeschwindigkeiten (über $4^1/_2$ *m* per Sekunde) der Vertheilschieber sehr groß sein muss. Bei 5 Atm. Dampfspannung und 0·3 *m* Schieberhub brauchte dieser Flachschieber zu seiner Bewegung den netten Effekt von 80 HP. Ich hatte für die Rekonstruktion aus guten Gründen, die mit dem Betrieb zusammenhingen, und nach dem Muster westphälischer Walzenzugsmaschinen Kolbensteuerung mit verstellbarem Expansionsschieber im Vertheilschieber gewählt. Nach erfolgter Wiederinbetriebsetzung des Walzwerkes ergab sich nicht nur das Indikator-Diagramm bei gleicher Walzarbeit ein Minus von rund 80 HP., sondern noch drastischer war der Umstand, dass seither um zwei Kessel weniger für den gleichen Betrieb dieser Strecke im Feuer standen, die diesem ersparten Effekt entsprochen hatten.

Ebenso entlastet wie der Regulator ist bei Ausführung dieser Ventilsteuerung als Umsteuerung der Reversirhebel. Aus dem Vorhergehenden ist ersichtlich, wie einfach hier die Umsteuerung erreicht wird und wie leicht dieselbe mit der vom Regulator beeinflussten Präzisionssteuerung mit veränderlicher Füllung für wechselnden Kraftbedarf zu vereinen ist.

Für Fördermaschinen ist dieser Umstand von großem Werth, da das Problem der Umsteuerung und gleichzeitigen Regulirung der Expansion bei diesen Maschinen bis heute noch nirgends derart gelöst ist, dass die beste Dampfvertheilung mit der leichtesten und einfachsten Manipulation des Maschinenführers vereinigt wäre.

Wie sehr man aber auch bei diesen Maschinen immer mehr und mehr strebt, möglichst ökonomisch zu arbeiten und Präzisionsteuerungen mit vom Regulator verstellten Füllungen anzuwenden, zeigen Konstruktionen belgischer Fördermaschinen, wie sie schon 1878 in Paris ausgestellt waren *) und auch solche neueren Datums.

Zum Schlusse sei bemerkt, dass diese Präzisions-Ventilsteuerung in allen Industriestaaten patentirt ist.

*) A. Riedler, „Dampfmaschinen der Pariser Ausstellung 1878".

Die neue Strassenbahn in Helsingfors und die Frage des zweckmäßigsten Straßenbahnsystems.

Von M. Strukel, Ingenieur, ord. Lehrer der Ingenieurwissenschaften am Polytechnikum in Helsingfors.

Nachdem die Strassenbahnen unter den modernen Verkehrsmitteln der Städte eine hervorragende Rolle spielen und ihre Anlage in der allgemeinen Erkenntnis ihrer Zweckmäßigkeit und Rentabilität eine immer größere Verbreitung findet, so scheint die Frage der vorbereitenden Schritte für derartige Anlagen und namentlich jene des zweckmäßigsten

Systems umso wichtiger zu sein, als bei der großen Mannigfaltigkeit der bestehenden Systeme die Wahl in manchen Fällen keine leichte sein dürfte. Es werden daher vielleicht die nachstehenden Mittheilungen über die Behandlung der diesbezüglichen Fragen gelegentlich der nach dem Projekte und unter Leitung des Verfassers ausgeführten und kürzlich dem Verkehr überlassenen Straßenbahn in Helsingfors einiges Interesse verdienen.

Die Vorbedingungen.

Bei einem Vergleich der Stadt Helsingfors, die gegenwärtig rund 66.000 Einwohner zählt und deren Zuwachs in den nächsten Jahren mit mehr als 3000 Personen auf das Jahr angenommen werden kann*), mit anderen theilweise viel kleineren Städten des Kontinents könnte es umsomehr wundern, dass die Hauptstadt Finnlands nicht schon lange eine Straßenbahn besessen, als es wohl wenige Städte geben dürfte, wo verhältnismäßig so viel gefahren wird, wie in Helsingfors. **)

Der Grund hiefür liegt hauptsächlich in zwei Umständen, theils in dem strengen schneereichen Winter, wo der Schnee nicht wie in anderen südlicheren Städten von der Fahrbahn der Straßen entfernt wird, sondern dort oft mehrere Monate lang liegen zu bleiben pflegt, was in Anbetracht des allgemein üblichen Schlittenverkehres sogar erwünscht ist, theils in der ungewöhnlich niedrigen Droschkentaxe von 0·50 Frcs. (= 0·50 finnische Mark) für jede einfache Fahrt innerhalb der Stadt. Dazu kommt noch, dass sich die üblichen, für nur zwei Personen berechneten Droschken durch Leichtigkeit auszeichnen, und nur mit guten, flinken Pferden bespannt sein dürfen, sowie dass ein großer Theil der Droschken mit Gummirädern versehen ist, wodurch die Fahrt rasch und in Anbetracht des vorherrschenden Feldsteinpflasters möglichst wenig unangenehm vor sich gehen kann.

Was nun den ersten Umstand betrifft, so ist allerdings nicht zu leugnen, dass hier der Straßenbahnbetrieb zur Winterszeit größere Schwierigkeiten zu gewältigen hatte, als in südlicheren Städten, allein dass diese Schwierigkeiten dennoch nicht so ernst zu nehmen waren, geht schon aus dem Umstande hervor, dass man vor circa 30 Jahren, als die erste Eisenbahn von Helsingfors in nördlicher Richtung nach Tavastehus gebaut werden sollte, die gleiche Befürchtung genährt und erwartet hatte, dass die Eisenbahnen in Finnland einen großen Theil des Jahres hindurch wegen Schneehindernissen unfahrbar sein würden, eine Befürchtung, die sich später als vollkommen unbegründet erwiesen hat. Denn es hat sich gezeigt, dass die finnischen Eisenbahnen, die sich gegenwärtig bedeutend nördlicher (bis Uleåborg am nördlichen Ende des Bottnischen Busens) erstrecken, zur Winterszeit im Allgemeinen keine größeren Hindernisse zu überwinden haben als z. B. in Deutschland, so zwar, dass Zugsverspätungen infolge von Schneehindernissen zu den Seltenheiten gehören. Hiebei ist allerdings der Unterschied zwischen Eisenbahn und Straßenbahn zu beachten, dass bei ersterer die Schienen über der Bettung liegen, während sie bei letzterer in den Fahrdamm vollständig versenkt sein sollen. Allein dieser Uebelstand lässt sich wieder ausgleichen durch fleißigere Anwendung von Schneepflug und Salz zur Lösung des Schnees an den Schienen, welche Mittel in anderen nordischen Städten, z. B. in Stockholm, vorzügliche Dienste leisten.

Nachdem diese Stadt auf ungefähr gleicher geographischer Breite liegt wie Helsingfors und in klimatischer Beziehung nicht viel günstiger gestellt ist, so kann die dortige 12jährige Erfahrung in Bezug auf Straßenbahnen als Richtschnur dienen, wobei folgender Umstand charakteristisch ist. Man war nämlich auch in Stockholm bei Anlage der ersten Strassenbahn in Bezug auf die vorausgesehenen Schneehindernisse sehr besorgt, weshalb für sämmtliche Wagen auch Schlitten bestellt wurden, die bei starken Schneehindernissen zur Anwendung kommen sollten, allein nachdem dieselben unter den ersten elf Jahren nicht angewendet zu werden brauchten, wurden sie im Jahre 1888 wieder verkauft.

Was ferner die erwähnten Droschkenverhältnisse in Helsingfors betrifft, so haben dieselben auf die Rentabilität einer Straßenbahn allerdings einen ungünstigen Einfluss, allein da der Fahrpreis der letzteren für alle Distanzen nur 30% der Droschkentaxe ausmachen sollte, so war doch anzunehmen, dass insbesondere der weniger bemittelte Theil der Bevölkerung, der doch die überwiegende Majorität bildet, die Vortheile der Straßenbahn ausnützen dürfte.

Hiezu kam noch ein wichtiger Umstand, der zur Anlage einer Straßenbahn drängte. In Anbetracht des günstigen Erfolges, mit dem namentlich in größeren Städten der Omnibusverkehr betrieben wird, und in Anbetracht des verhältnismäßig geringen Anlagekapitals, das hiefür erfordert wird, hatte sich unter Rücksichtnahme auf die rasche Zunahme der Bevölkerung und die rasche Erweiterung der Stadt vor drei Jahren eine Omnibus-Aktiengesellschaft gebildet, die auf zwei Linien von zusammen rund 9 *km* Länge einen regelmäßigen Omnibusverkehr mit viertelstündigen Abgangszeiten eingeführt hatte. Allein dieses Unternehmen hat sich nach zweijährigem Betriebe als vollkommen unrentabel erwiesen. Hiezu haben verschiedene Umstände beigetragen, namentlich aber der durch die zahlreichen und theilweise sehr starken Steigungen, sowie durch das bereits erwähnte schlechte Feldsteinpflaster bedingte geringe Fassungsraum der Wagen (12 Sitzplätze bei Anwendung von zwei Pferden), die gleichfalls vom Pflaster bedingte Unannehmlichkeit der Fahrt (welche namentlich das bessere Publikum abhielt, die Wagen zu benützen), permanente kostspielige Reparaturen an den Wagen, zu lange Zeitintervalle zwischen den Wagen etc.

In Anbetracht dieser Umstände wurde schließlich von der genannten Gesellschaft die schon seit mehreren Jahren schwebende Frage einer Straßenbahn ernstlich in Erwägung gezogen, und nachdem die diesbezüglichen Studien einen günstigen Betriebserfolg erwarten ließen, im Frühjahre 1889 deren Ausführung beschlossen. Das hiefür nöthige Kapital sollte durch eine neue Aktienausgabe des seitdem zur

*) Die letzte Volkszählung Ende 1890 ergab 65.630 Personen, mit einem Zuwachs vom vorhergehenden Jahre von 3081 Personen. Im Jahre 1880 betrug der jährliche Zuwachs nur 1312 Personen, und stieg dann allmälig bis auf obige Zahl des Vorjahres.

**) Es gibt gegenwärtig in Helsingfors über 400 öffentliche Droschken, die alle ihr gutes Auskommen finden.

Straßenbahn- und Omnibus-Gesellschaft (Spårväg und Omnibus-Aktiebolaget) erweitertem Unternehmens beschafft werden.

Das Projekt und die Wahl des Betriebssystems.

Was zuerst die Frage des Motors betrifft, so sollte sowohl mit Rücksicht auf die gegenwärtig noch allgemein übliche Betriebsweise in anderen Städten und den Mangel an zuverlässigen Erfahrungen über andere, etwa mehr zweckmäßige Betriebsweisen, sowie auch mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten der Beschaffung eines größeren Anlagekapitales, in erster Linie der Pferdebetrieb in Betracht kommen. Nachdem sich aber in letzterer Zeit der elektrische Betrieb nach den neuesten Konstruktionen, namentlich bei Anwendung von oberirdischen Leitungen nicht nur in Amerika, sondern stellenweise auch schon in Europa (z. B. in Bremen), als besonders zweckmäßig erwiesen haben soll, so sollte als Alternative auch diese Betriebsweise in Erwägung gezogen werden.

Zur Beurtheilung der verschiedenen, die Straßenbahnen berührenden Umstände, namentlich in Bezug auf den Verkehr, dessen Zunahme und die voraussichtliche Rentabilität, wurde die nachfolgende Tabelle über die diesbezüglichen Verhältnisse der Pferdebahnen einiger Städte von ähnlicher Bedeutung wie Helsingfors zusammengestellt.

		Einwohnerzahl	Bahnlänge km	Anzahl der Geleise	Anzahl der beförderten Personen pro Jahr	Totale jährliche Einnahme	Jährliche Einnahme per Einwohner	Maximal-Steigung	Kleinster Kurvenrad m	Anzahl der Personenwagen	Anzahl der Personen per Wagen im Mittel	Pferdeanzahl im Ganzen	Pferdeanzahl per Wagen	Kilometeranzahl pro Pferd und Tag	Eröffnet im Jahre
						Reichsmark									
Augsburg	1888	78,000	16·4	1	1,370,000	170,000	2·2	1 : 20	12	45	26	90	1/2	27	1881
Braunschweig	1888	90,000	11·6	1	1,840,000	167,000	1·9	1 : 43	21	22	21	81	1	25	1881
Kassel	1888	66,000	6·8	1	789.800	86,600	1·3	1 : 20	14	18	27	60	1/2	28	1884
Danzig	1883	108.000	7·8	1	840.200	156 298	1·45	—	—	—	—	—	1	—	1873
	1888	114 000	20·5	2	2,477,000	325 000	2·8	1 : 30	15	56	26	180	2	25	
Düsseldorf	1883	95,000	10	1	1,109,700	111,000	1·62	—	—	—	—	—	—	—	1876
	1888	95,000	11	1	1,273 000	180,000	1·9	1 : 36	14	28	24	58	1	28	
Erfurt	1883	50,000	10	1	548,000	59,887	1·2	—	—	—	—	—	—	—	1883
	1888	60,000	10	1	1,400,000	148,000	2·4	1 : 33	15	25	24	90	1	27	
Lübeck	1883	51.000	8·5	1	—	81,861	1·6	—	—	—	—	—	—	—	1881
	1888	57,000	8·5	1	924,000	104,000	1·9	1 : 30	9	16	22	66	1	28	
Mannheim	1883	66,000	8·0	1	685,000	117.179	1·78	—	—	—	—	—	—	—	1878
	1888	90,000	8 66	1	1,404,000	193,000	2·2	—	14	29	26	71	1	25	
Metz	1883	34,000	10·7	1	595.700	109.715	3 28	—	—	—	—	—	1	20	1875
	1888	34,000	12·5	1	596.389	109.684	3·2	1 : 20	—	20	39	70	2		
Posen	1883	60,000	5·4	1	814 700	90,066	1 39	—	—	—	—	—	1	26	1880
	1888	68,000	9·9	1	942,000	103,900	1·5	1 : 23	15	20	28	54	2		
Wiesbaden	1883	58 000	3·4	1	200,000	42,725	0 85	—	—	—	—	—	2	24·6	1875
	1888	58,000	3·8	1	273,000	53,000	0·9	1 : 24	15	12	27	34			
Zürich	1883	57 000	12·9	1	2,029,000	168,000	2·9	1 : 25	15	30	26	100	1	20	1882
	1888	57.000	12·9	1	2,222,000	240 000	4·2								
						Kronen									
Stockholm (Nya spårv.)	1882	170.000	10·5	1	5,375 000	537.500	3·1	—	—	31	—	217	1	21·3	1877
	1888	220,000	13	1	6,124,000	620.600	2·9	—	—	37	—	306	2	20 7	

Als Ausgangspunkt für das Projekt wurden, wie gegenwärtig für kleinere Städte allgemein als am zweckmäßigsten anerkannt eine eingeleisige Bahn, und bei Pferdebetrieb einspännige Wagen vorausgesetzt, die in Anbetracht der bereits erwähnten ungünstigen Steigungsverhältnisse (im Maximum 1 : 20) bis zu 14 Sitzplätze und 10 Stehplätze erhalten sollten, nebstdem wurden an mehreren Stellen Vorspannpferde vorgesehen. Die Zeitintervalle zwischen den Wagen sollten anfänglich zehn Minuten betragen, jedoch sollte schon bei der ersten Anlage auf einen möglichst leichten Uebergang auf Intervalle von fünf Minuten, wenn selber in Zukunft erwünscht sein sollte, Rücksicht genommen werden.

Es sollten anfänglich dieselben Linien mit Geleisen versehen werden, auf welchen früher Omnibusse verkehrt hatten, und zwar sind dies zwei einander unter rechtem Winkel sich kreuzende Linien von ungefähr gleicher Länge, die später nach geschehener Regulirung einzelner Stadttheile an einem Ende zu einer 8-förmigen Ringlinie vereinigt werden sollten.

Für die Pferdebahn ergab sich bei Annahme einer mittleren Geschwindigkeit von rund 8000 m pro Stunde oder $\frac{8000}{60} = 133{\cdot}3\ m$ pro Minute, für Zeitintervalle von 10 Minuten zwischen den Wagen ein mittlerer Abstand von 1333 m, bezw. zwischen den Ausweichplätzen ein gegenseitiger mittlerer Abstand von $\frac{1333}{2} = 666\ m$. Für die Gesammtlänge der beiden Linien von rund 8700 m erhält man somit $\frac{8700}{666}$ d. i. 13 Strecken zwischen den Ausweichstellen von denen 6 auf die eine und 7 auf die andere Linie entfallen, bezw. 15 Ausweichstellen, wenn auch an den Enden solche gedacht werden, oder 30 Weichen. Nachdem sich an jeder

zweiten Ausweichstelle nach 10 Minuten zwei Wagen begegnen müssen, so entsprechen dem 15 erforderliche Wagen.

Bei Annahme eines täglichen durchschnittlichen Verkehres von 15 Stunden ergeben sich 15.15.60 = 13.500 Wagenminuten täglich, und bei einer täglichen Weglänge des Pferdes von 25 *km*, bezw. von $\frac{25000}{8000} \times 60$ rund 187 Minuten, $\frac{13500}{187}$ d. i. 73 erforderliche Pferde.

Hienach ergab sich folgender ungefährer

Kostenanschlag für eine Pferdebahn.

		Einheitspreis Frcs.	Summe Frcs.	Total Frcs.
	Anlagekosten.			
10.000 m	Oberbau inkl. Ausweichsgeleise, unter Benützung des vorhandenen Pflastermateriales inkl. Sand, fertig gelegt	24	240.000	
30	Weichen, 2 gusseiserne Zungenstücke mit fester Zunge, 1 Herzstück	400	12.000	
18	Wagen (geschlossene), davon 3 in Reserve	4.200	75.600	
2	Wagenschuppen für je 14 Wagen	4.000	8.000	
83	Pferde mit Gechirren, davon 10 für Vorspann und Reserve	450	37.350	
2	Pferdeställe für je 50 Pferde	10.000	20.000	
	Werkzeug und Geräthe	—	10.000	
	Bauleitung, Fracht, Zoll und verschiedene unvorhergesehene Ausgaben	—	20.050	
				423.000
	Jährliche Betriebskosten.			
	Direktion	—	6.500	
	Verwaltung	—	6.000	
1	Verkehrsmeister	1.500	1.500	
2	Stallmeister	1.200	2.400	
18	Kutscher	960	17.280	
18	Kondukteure	960	17.280	
10	Vorreiter	400	4.000	
12	Stallknechte	750	9.000	
2	Wagenwäscherinnen	400	800	
2	Geleisräumer	750	1.500	
	Unterhaltung von 83 Pferden	650	53.950	
	„ „ 18 Wagen	200	3.600	
	„ des Geleises and Schneeräumung*)	—	10.000	
	Salz, Oel, Petroleum	—	1.600	
	Ersatz von Pferden und Geschirren, 20% von Frcs. 37.350	—	7.470	
	Unterhaltung von Werkzeug und Geräthen, 10% von Frcs. 10.000	—	1.000	
	Uniformen für Kutscher und Schaffner	—	5.400	
	Unvorhergesehene Extraausgaben	—	1.032	150.312
	Amortisation und Rente.			
	Amortisation der Bahn, 2% von Frcs. 252.000	—	5.040	
	„ „ Wagen, 3% „ „ 75.600	—	2.268	
	6% Rente auf Frcs. 423.000	—	25.380	32.688
	Summe Frcs.			183.000

*) Nachdem die Straßenreinigung in Helsingfors den Hauseigenthümern obliegt, so sollte sich die der Straßenbahn-Gesellschaft zukommende Reinhaltung nur auf die Schienen beschränken.

Demnach müßten zur Erreichung einer 6% igen Rente auf das Anlagekapital bei Annahme eines Fahrpreises von 0·15 Frcs., jährlich wenigstens 1,220.000 Personen befördert oder eine durchschnittliche tägliche Einnahme von 500 Frcs. erreicht werden.

Bei einer Vertheilung der erforderlichen Einnahme von 183.000 Frcs. auf die gegenwärtigen 66.000 Einwohner ergibt sich per Einwohner 2·7 Frcs. = 2·0 Rm., ein Resultat, das bei einem Vergleiche mit der angeführten Tabelle nicht schwer zu erreichen schien. Zur blossen Deckung der Betriebskosten wäre im Durchschnitte eine tägliche Einnahme von $\frac{150312}{365}$ = 411 Frcs. erforderlich.

Für die zweite Alternative einer elektrischen Bahn wurden unter Voraussetzung des Luftleitungssystems mit einfacher oberirdischer Leitung und Rückleitung durch die Schienen für eine Geschwindigkeit von rund 200 *m* pro Minute 13 erforderliche Wagen und für die Leitung hölzerne Pfähle in gegenseitigen Abständen von 30—40 *m* angenommen.

Die Wagen sollten 25 Passagiere aufnehmen können, somit ungefähr die gleiche Größe erhalten wie für die Pferdebahn, infolge dessen auch der gleiche Oberbau vorausgesetzt wurde. Hienach ergab sich nach Angabe sachverständiger Elektrotechniker folgender ungefährer

Kostenanschlag für eine elektrische Bahn mit oberirdischer Leitung.

		Einheitspreis Frcs.	Summe Frcs.	Total Frcs.
	Anlagekosten			
10.000 m	Oberbau, wie für die Pferdebahn, inkl. Leitungsverbindungen an den Schienenstössen	25	250.000	
26	Weichen, wie für die Pferdebahn	400	10.400	
9	Wagen mit 2 Motoren zu 10 HP., davon 2 in Reserve	17.000	153.000	
6	Wagen mit 1 Motor zu 10 HP.	11.000	66.000	
1	Wagenschuppen für 15 Wagen inkl. Maschinenhaus	—	30.000	
2	Elektrische Generatoren zu 80 HP.	18.375	36.750	
	Werkzeug und Geräthe	—	10.000	
	Dampfmaschinen für 190 HP. mit Dampfkesseln etc.	—	60.000	
	Elektrische Leitung nebst Aufstellung	—	90.000	
	Bauleitung, Fracht, Zoll und unvorhergesehene Ausgaben	—	47.850	
				754.000
	Jährliche Betriebskosten			
	Direktion	—	6.500	
	Verwaltung	—	5.000	
1	Verkehrsmeister	1.500	1.500	
2	Heizer	900	1.800	
2	Maschinisten	2.000	4.000	
16	Wagenführer	960	15.360	
16	Kondukteure	960	15.360	
2	Wagenwäscherinnen	400	800	
2	Geleisräumer	750	1.500	
rd. 920 t	Steinkohlen	25	23.000	
	Unterhaltung der Wagen	—	3.000	
	Unterhaltung des Geleises und Schneeräumung	—	10.000	
	Salz, Oel, Petroleum, Werg etc.	—	7.000	
	Unterhaltung der elektrischen Leitung inkl. Werkzeug und Geräthen	—	3.000	
	Uniformen für Wagenführer und Schaffner	—	5.000	
	Unvorhergesehene Extra-Ausgaben	—	2.360	105.180
	Amortisation und Rente			
	Amortisation der Bahn, 2% von Frcs. 260.400	—	5.208	
	" " Wagen, 3% von Frcs. 219.000	—	6.570	
	" " Leitungen und elektrischen Apparate, 3% von Frcs. 36.750 + 90.000	—	3.802	
	" " Dampfmaschinen und Kessel, 5% von Frcs. 60.000	—	3.000	
	6%-Rente auf Frcs. 754.000	—	45.240	63.820
	Summe			169.000

Demnach wären zur Erreichung der entsprechenden jährlichen Einnahme von 169.000 Frcs. nur 1,126.660 Personen gegen einen Fahrpreis von 0·15 Frcs. zu befördern und würde sich somit auf Grund der gemachten Annahmen eine solche elektrische Bahn trotz des bedeutend höheren Anlagekapitals ökonomisch wesentlich günstiger stellen als die Pferdebahn.

Bei Beurtheilung dieses Systemes wären jedoch noch verschiedene andere wichtige Umstände zu beachten. Nachdem hier der überaus größte Theil der Betriebskosten dem Brennmaterial zufällt, so wird dieses System umso zweckmäßiger sein, je billiger gegebenen Falles das Brennmaterial beschafft werden kann. Es müsste sich daher der elektrische Betrieb in steinkohlenreichen Ländern noch viel günstiger stellen als für Helsingfors, woselbst nur importirte Steinkohlen (von England) verwendet werden, während sich der Pferdebetrieb in jenen Ländern durch höhere Anschaffungs- und Unterhaltungskosten der Pferde wesentlich höher stellen dürfte als in Finnland. Ein weiterer Vortheil dieses Systems besteht darin, dass jeder Wagen von der Kraftquelle immer nur soviel Kraft entnimmt, als der Belastung und der Steigung entsprechend gerade benöthigt wird; welche Kraftregulirung eine bei animalischen Motoren nicht durchführbare Oekonomie repräsentirt. Ein wichtiger Vortheil des elektrischen Betriebes liegt schließlich auch in der größeren Einfachheit desselben, und daher dem geringeren Personal, sowie in der vollständigen Unabhängigkeit von allen mit der Unterhaltung von Pferden vereinigten Unzukömmlichkeiten.

Wenn daher die diesem Systeme zugeschriebenen Eigenschaften wirklich erfüllt werden, und die im obigen Kostenanschlage gemachten Annahmen einigermaßen stichhältig sind, so dürfte es trotz den wesentlich höheren Anlagekosten gegenüber einer Pferdebahn in allen den Fällen den Vorzug verdienen, woselbst nur die berührten Umstände in Betracht zu kommen haben. Hiefür scheint auch die immer größere Verbreitung dieses Systems in Amerika zu sprechen, woselbst der zuletzt genannte Vortheil, infolge der dortigen verhältnismäßig hohen Kosten der animalischen Kräfte, besonders zur Geltung kommen dürfte.

Dagegen ist mit diesem Systeme allerdings der Nachtheil verbunden, dass es in vielen Städten schwer sein dürfte, die Erlaubnis für die Aufstellung von Luftleitungen zu erlangen, theils wegen der vermeintlichen Gefährlichkeit derselben, theils des ungünstigen Eindruckes wegen, der durch dieselben befürchtet wird. In Wirklichkeit scheint aber eine Lebensgefahr nur auf den unwahrscheinlichen Fall beschränkt zu sein, dass Jemand mit dem 5—6 *m* über dem Erdboden befindlichen Leitungsdraht in Berührung kommt, während bei einem eventuellen Drahtbruch durch eine besondere Vorrichtung eine sofortige Stromunterbrechung eintritt und daher die in einem solchen Fall niederfallenden Drahtenden in keiner Weise gefährlich sind. Auch wird durch besondere Schutzdrähte und Drahtnetze eine Berührung der Leitungsdrähte mit herabfallenden Telephondrähten verhindert.

In Helsingfors erhielt zwar die Straßenbahn-Gesellschaft die Konzession für die eventuelle Ausführung der Straßenbahn nach diesem System; dasselbe kam aber dennoch nicht zur Anwendung, und zwar hauptsächlich des Umstandes wegen, weil die Aktienzeichnung infolge eines gewissen, auf früher angeführten Gründen beruhenden Skeptizismus gegen die Rentabilität einer Straßenbahn überhaupt, theilweise wohl auch speciell gegen die Zweckmäßigkeit des fraglichen elektrischen Systems für nordische Verhältnisse, kaum die Hälfte des für eine solche Anlage erforderlichen Kapitals ergab.

Es sei noch erwähnt, dass zwar auch die zwei übrigen elektrischen Systeme, jenes mit Erdleitung und das mit Akkumulatoren in Erwägung gezogen wurden, dass aber ersteres schon wegen der Schwierigkeit der Freihaltung der Leitungsrinne (namentlich zur Winterszeit) und letzteres wegen des mitzuführenden todten Gewichtes (unter Berücksichtigung der zahlreichen Steigungen), aber auch wegen den damit vereinigten hohen Anlagekosten nicht in Frage kommen konnten. Desgleichen konnte aus letzterem Grunde auch nicht die Anwendung von Einzelmotoren anderer Art, z. B. mit Dampf- oder Luftbetrieb, wie solche stellenweise verwendet werden, in Vorschlag kommen.

Demnach wurde beschlossen, dass die Anlage vorläufig als Pferdebahn zur Ausführung kommen sollte, dass aber in Anbetracht der auch für eine elektrische Bahn erlangten Konzession bei der Ausführung des Oberbaues auf einen allfälligen künftigen Uebergang zu diesem System möglichst Rücksicht genommen werden sollte.

Wahl des Oberbau-Systemes.

Beim Oberbaue handelt es sich vorerst um die Feststellung der Spurweite und des kleinsten zulässigen Kurvenhalbmessers. Bekanntlich hat der weitaus größte Theil der europäischen Straßenbahnen die normale Spurweite der Eisenbahnen von 1·435 *m* und nur wenige die sogenannte Schmalspur, meistens von 1·1 oder 1·0 *m* Weite, in einzelnen Fällen auch darunter, was umso auffallender ist, als mit der Schmalspur bekanntlich wesentliche Vortheile verbunden sind. Dieselbe bedingt kleinere Anlage- und Unterhaltungskosten infolge der kleineren Fläche der gewöhnlich von den Besitzern der Bahn zu unterhaltenden und rein zu haltenden Pflasterung zwischen den Schienen, sowie durch die kürzeren Querverbindungen, und hat ausserdem den Vortheil, dass den gewöhnlichen Straßenfuhrwerken die Benützung des Geleises erschwert wird. Ein namentlich für Städte mit schmalen Straßen wichtiger Vortheil der Schmalspur besteht auch bekanntlich darin, dass dieselbe verhältnismäßig kleinere Kurvenhalbmesser zulässt.

In Anbetracht dieser Umstände wurde daher für Helsingfors, im Gegensatz zu den übrigen nordischen Städten die breitspurige Bahnen haben, eine Spurweite von 1·0 *m* und ein kleinster Kurvenhalbmesser von 12 *m* angenommen. Letzterer ging aus der Bedingung hervor, dass das Geleise in der Mitte der Straße liegen, und bei Kurven der innere Schienenstrang nicht näher an das Trottoir kommen sollte als auf 1·25 *m*, was bei schmäleren Straßen bei Anwendung von 12 *m* Radius gerade noch möglich war ohne Anwendung von Gegenkurven.

Bezüglich der Beschaffenheit des Oberbaues wurde im Vorhinein nur bestimmt, dass bei demselben, wie gegenwärtig meistens üblich, keine Holztheile zur Verwendung kommen sollten, und wurde für die Lieferung des Oberbaues eine Konkurrenz mit beliebig vorzuschlagenden Systemen ausgeschrieben, bei deren Beurtheilung, unter Voraussetzung gleichen Preises, auf folgende Eigenschaften ein besonderes Gewicht gelegt wurde:

1. Möglichst große Dauerhaftigkeit, hauptsächlich bedingt durch ein möglichst großes Volumen der dem Verschleiße ausgesetzten Theile;

2. möglichst kleine Legungskosten, hauptsächlich bedingt durch möglichste Einfachheit des Systems;

3. kleine Unterhaltungskosten in Bezug auf die richtige Lage des Geleises, bedingt durch eine zweckmäßige Verlaschung, möglichst breite und tiefliegende Auflageflächen, möglichst centrale Druckübertragung auf die Basis und ein möglichst großes Gewicht des Geleises;

4. möglichste Eignung der abgenützten Schienen zu Bauzwecken, namentlich als Mauer- und Gewölbträger, wie solche im modernen Hochbau vielfach benöthigt und oft durch alte Eisenbahnschienen ersetzt werden.

Es wurden zahlreiche Systeme offerirt, von denen jedoch nur zwei einer näheren Beurtheilung unterzogen wurden, nämlich die zwei gegenwärtig in Deutschland wohl am meisten verwendeten Systeme Phönix und Haarmann, während die übrigen (Heusinger v. Waldegg, Hartwich Demerbe u. A.) den gestellten Bedingungen weniger entsprachen *).

Während die Offerte der Firma Phönix (in Laar bei Ruhrort a. Rhein) auf mehrere Alternativen für verschiedene Schienenprofile lautete, von denen namentlich die Profile Nr. 4 und Nr. 7, entsprechend den Figuren 6 und 7 auf Taf. XVI, wie selbe, beispielsweise ersteres in Utrecht und letzteres in Königsberg, Saarbrücken etc.,

---

*) Ober-Ingenieur Fischer-Dick sagt diesbezüglich in der „Zeitschr. f. Lokal- und Straßenbahnwesen“, Jahrg. 1890, S. 83: „Die leichten Rillenschienen auf Lang- und Querschwellen-Unterbau genagelt, sind längst durch die Stahloberbaukonstruktionen, welche in der Hauptsache von den Hüttenwerken Phönix in Laar und dem Stahlwerk Osnabrück hergestellt werden, verdrängt worden, nur noch in ganz vereinzelten Fällen wird in Deutschland von besonders konservativen Ingenieuren die Holzlangschwelle mit Sattelschiene verwendet.“

verwendet werden, besondere Beachtung fanden, war das System Haarmann (Osnabrück) durch das sogenannte Zwillingsschienen-System (Fig. 8) wie es z. B. bei der ersten Straßenbahn in Finnland (Åbo) zur Anwendung gekommen ist, repräsentirt.

Bei einem Vergleich dieser zwei Systeme in Bezug auf obgenannte Bedingungen gewann man bald die Ueberzeugung, dass das System Phönix in mehrfacher Beziehung vortheilhafter sein müßte, indem es sich bei wesentlich billigerem Preis dennoch durch eine kräftigere Konstruktion der Schiene mit allen damit vereinigten Vortheilen, sowie auch durch größere Einfachheit auszeichnete. Während sich nämlich für das System Haarmann bei einem Gewicht der beiderseitigen Doppelschienen von 46 *kg* der Preis auf 11·95 Reichsmark per laufendem Meter Geleise cif Helsingfors belief, betrug beim Phönix-Profil Nr. 4 das in Bezug auf Dauerhaftigkeit und Zweckmäßigkeit dem Haarmann'schen wohl wenigstens gleichzustellen sein dürfte, das Schienengewicht 58 *kg* (somit rund 26% mehr als Haarmanns) und der Preis 10·00 Reichsmark per laufendem Meter Geleise (also rund 16% billiger), während beim Profil Nr. 7 das Gewicht der Schienen 67 *kg* (rund 45% mehr) und der Preis 11·45 Reichsmark per laufendem Meter Geleise (somit noch 4·2% billiger als Haarmann) ausmachte.

Diese Preise galten jedoch nur für das gerade Geleise, während die Kurven bei beiden Systemen noch einen Zuschlag von 0·50 Reichsmark per laufendem Meter erhielten.

Als ein weiterer Vortheil der Phönix-Schienen wurde angenommen, dass dieselben durch die in den Kopf eingewalzte Rinne leichter rein zu halten sein müssten, als die mit Sand gefüllte Rinne zwischen den Haarmann-Schienen, worin der eingestampfte Schmutz kleben bleibt und daraus namentlich bei Frost schwerer zu entfernen sein müsste. Dieser Uebelstand dürfte allerdings durch die stellenweise verwendeten Drillingsschienen vermieden werden, wobei zwischen obigen zwei Schienen statt einzelner Gussklötze der ganzen Länge nach ein I-Eisen eingeschoben ist, was aber die Anlage jedenfalls noch mehr vertheuern dürfte.

Von Wichtigkeit ist auch die mehr centrale Druckübertragung bei der Phönix-Schiene, bei der die Druckresultante in's mittlere Drittel der Basis fällt, was beim System Haarmann nicht der Fall ist, und daher hier die Schienen eine größere Neigung zum Kanten besitzen. Wird hier überdies der Schraubenverband der beiden Schienen locker, so hat die Fahrschiene allein den Druck aufzunehmen, was für eine Schiene von nur $11\frac{1}{2}$ *kg* Gewicht per laufendem Meter und nur 62 *mm* Fussbreite doch bedenklich ist.

Hiergegen wird dem Haarmann'schen System allerdings stellenweise der Vortheil zugeschrieben, dass nach Abnützung der Laufschienen dieselben gegen die Leitschienen umgetauscht werden könnten, und dadurch eine längere Dauer zu erreichen wäre. Allein abgesehen davon, dass schon das Phönix-Profil Nr. 4 eine bedeutend größere Abnützungsfläche hat als der Haarmann'sche Schienenkopf, und dass bei letzterem System auch bei der Leitschiene ein, wenn auch nicht so großer, paralleler Verschleiß durch das gewöhnliche Straßenfuhrwerk wahrscheinlich ist, so wäre auch ein solches Umtauschen in Anbetracht der Komplizirtheit des Systems, der zahlreichen theilweise festgerosteten Schrauben etc. eine kostspielige und verkehrsstörende Operation. Es dürfte auch ein solches Umtauschen noch nirgends vorgenommen worden sein.

Um jedoch noch weitere Anhaltspunkte über das zweckmäßigste Oberbausystem zu gewinnen, wurden die diesbezüglichen Meinungen der Straßenbahn-Verwaltungen verschiedener Städte Deutschlands und anderer Länder eingeholt, in denen eiserner Oberbau verwendet wird, und kann daher der nachfolgende Auszug aus den eingelaufenen Gutachten einiges Interesse verdienen. Hiebei mögen, der privaten Natur jener Gutachten wegen, die Ortsnamen nicht genannt werden.

Nr. 1.

— — — 15. Jänner 1889.

— — — Bei einem etwaigen Neubau würden wir immer wieder Phönix-Rillenschienen nehmen.

Nr. 2.

— — — 24. Oktober 1889.

Wir haben bisher System Haarmann verwendet, das sich im Allgemeinen während der vierjährigen Liegezeit gut bewährt hat; dennoch haben wir uns neuerdings zu dem System Phönix entschlossen, schon weil es bei gleichen Vorzügen wesentlich billiger und konstruktiv einfacher ist. Die Phönix-Schienen werden ohne Querunterlagen einfach auf Sand gebettet. Im Pflaster haben sich die Verlegungskosten hier inklusive Pflasterlohn und inklusive Kies auf zirka 3·00 Mk. per laufenden Meter Geleis gestellt. — — —

Nr. 3.

— — — 5. November 1889.

Wir haben nur auf einer Nebenlinie das System Phönix angewendet, und sind mit demselben zufriedengestellt. Die Verlegungskosten ohne Material dürften 1·50 Mk. bis 3·00 Mk. per laufenden Meter betragen.

Nr. 4.

— — — 22. November 1889.

In höflicher Beantwortung Ihres gefälligen Schreibens vom 14. d. M erlaube ich mir meine Ansicht dahin auszusprechen, dass das von Phönix gelieferte Profil Nr. 7 Ihren Ansprüchen am besten genügen dürfte. Die hier seit sieben Jahren mit diesem Profil gemachten Erfahrungen haben auch hinsichtlich der Verlaschung gute Resultate ergeben. — — —

Nr. 5.

— — — 24. November 1889.

Antwortlich Ihres geehrten Schreibens vom 19. d. M. theile ich ergebenst mit, dass ich für meine Pferdebahn in — — — (1pferdiger Wagen, 12 Sitz- und 12 Stehplätze) Phönix-Profil Nr. 4 verwendet habe. — — — Die Stösse halten sich perfekt und die Laschen und Spurstangen sind so stark, dass wir gar keine Unterhaltung daran haben. — — — Ich glaube, dass Sie kein besseres System wie obgenanntes benützen können. Vom theueren Haarmann'schen System muss ich Ihnen entschieden abrathen, weil es viel zu komplizirt ist, viel zu viel Arbeit beim Legen und Unterhaltung erfordert, und auf Grund meiner Erfahrungen für eventuellen Dampfbetrieb ganz ungeeignet ist.

Nr. 6.

— — — 25. November 1889.

Im Besitze der geehrten Zuschrift vom 19. d. M. theilen wir Ihnen ergebenst mit, dass wir das System Phönix für Ihre Zwecke für geeignet halten. Dasselbe hat sich bis jetzt hier bewährt, und ist ein überall anerkannt gutes System.

Nr. 7.

— — — 26. November 1889.

In Erledigung des gefälligen Schreibens vom 19. d. M. erwidern wir ergebenst, dass uns das System Phönix für eine mit Einspännern eventuell auch mit Dampf zu betreibende Straßenbahn empfehlenswerth erscheint. — — —

Nr. 8.

— — — 2. Dezember 1889.

Die Rillenschiene, System Phönix, welche auf unserer rund 5·5 km langen Dampfbahnstrecke (Profil Nr. 7) seit fast zwei Jahren in regelmäßigem Betrieb ist, hat sich bei uns im Allgemeinen durchaus bewährt, so dass wir dieselbe für Straßenbahnen aus vollster Ueberzeugung empfehlen können. Die Rillenschiene hat gegenüber den anderen bekannten Straßenbahnsystemen den wichtigen Vortheil einfacher Konstruktion und leichten und sicheren Einbauens in die Straßenflächen. Außerdem lässt sich die Rillenschiene viel leichter von Staub und Schmutz reinigen als eine getheilte Schiene, da die Spurkränze gegebenen Falles den Staub immer wieder auflockern, während sich in den zweitheiligen Schienen nach und nach eine dicke Staubschichte ansammelt. Im Winter, wenn die Schienen mit Salz bestreut werden, ist die Rillenschiene ebenfalls vortheilhafter, indem die Salzlösung in der Rille stehen bleibt und nicht ohne Weiteres versickern kann. Auch sind wir unserer Erfahrung nach der Meinung, daß die einfache Rillenschiene sich in Betreff der Stöße recht gut bewährt, wenn nur die nöthige Aufmerksamkeit beim Unterstopfen angewendet wird. Unsere Schienen liegen auf einer Kiesschichte von insgesammt 25 cm Dicke. — — —

Dagegen wurde allerdings von einer Seite gegen die Phönix-Schienen eingewendet, bei denselben (bei Dampfbetrieb) sei der Verschleiß des Kopfes zu stark, von anderer Seite hingegen unter ausdrücklicher Hervorhebung, dass sich dieselben in Bezug auf Tragfähigkeit und Verschleiß gut bewährt hätten, dass sich die Verlaschung am fraglichen Ort nicht bewährt habe. Was nun den Verschleiß betrifft, so hat man, ganz abgesehen von obigen widersprechenden Ansichten, denselben wohl theilweise in der Hand durch Vorschreibung einer entsprechend hohen Festigkeit, die hier infolge der viel geringeren Inanspruchnahme des Materials als bei Eisenbahnschienen und infolge der vollständigen Gefahrlosigkeit von eventuellen Schienenbrüchen bedeutend höher sein kann als bei letzteren Schienen. Auch das hier gefällte ungünstige Urtheil gegen die Verlaschung findet im angeführten Gutachten Nr. 5 einen Widerspruch, denn beide Fälle beziehen sich auf dasselbe Schienenprofil Nr. 4 und Stöße mit Flachlaschen, blos mit dem Unterschied, dass im letzteren Falle die Laschen etwas stärker sind. Allein durch Anwendung von Winkellaschen, wie in Fig. 7, lässt sich zweifelsohne eine noch viel solidere Stoßverbindung erreichen.

Schließlich wurde auch noch in Betracht gezogen, dass das System Phönix nicht nur in Deutschland, sondern auch in anderen Ländern immer mehr Terrain zu gewinnen scheint, wie dies sowohl aus dem Zeugnis Nr. 2, als auch noch mehr aus folgendem Ausspruch Fischer-Dick's an früher genannter Stelle über die fraglichen zwei Systeme hervorgeht: „Diese Stahloberbaukonstruktionen haben auch im Ausland Anerkennung gefunden, und finden wir solche in Oesterreich-Ungarn, Italien, Spanien, Portugal, Dänemark, Schweden, England, Irland, Holland, Finnland, Schweiz, Australien, Barbados und Argentinien. Das Werk Phönix hat allein rund 1780 km Geleise = rund 141.000 t Straßenbahn-Oberbau, darunter 1320 km für das Ausland geliefert. Das Stahlwerk Osnabrück 602 km Geleise, darunter rund 200 km für das Ausland."

In Anbetracht aller dieser Umstände wurde das System Phönix als das weitaus vortheilhaftere zur Ausführung angenommen, und handelte es sich nur noch um die Wahl des Profils. Für den beabsichtigten Betrieb mit einspännigen leichten Wagen hätte sowohl auf Empfehlung der Firma Phönix als auch mit Rücksicht auf das Gutachten Nr. 5 das Schienenprofil Nr. 4 genügen können, und hatte man sich daher auch anfangs, vor Erlangung der Konzession für den eventuellen elektrischen Betrieb entschlossen, dieses Profil zur Anwendung zu bringen. Um aber bei einem allfälligen künftigen Uebergang zu diesem System dem durch die Motoren bedingten größeren Wagengewichte gerecht zu werden, und nachdem von anderen Seiten gerathen wurde, auch für den einspännigen Pferdebetrieb kein schwächeres Profil als Nr. 7 zu nehmen (wie auch aus den Gutachten Nr. 4 und 8 zu entnehmen), so wurde bei der definitiven Bestellung des Oberbaumaterials zu diesem Profil übergegangen.

Gesammtanordnung und Legung des Oberbaues.

Die Gesammtordnung des Oberbaues ist aus den Fig. 1 bis 5, Tafel XVI zu entnehmen. Die Schienen haben eine normale Länge von 9·0 m und erhielten an den Stößen kräftige Winkellaschen von 15 mm Dicke und 500 mm Länge, mit 4 Schraubenbolzen von 22 mm Durchmesser. Für die gegenseitige Verbindung der beiden Schienenstränge werden in Abständen von 2·25 m hochkantige Flacheisen von 60 × 10 m in der Weise verwendet, dass die abgebogenen Enden dieser Flacheisen mit je einem 22 mm Bolzen an den Schienensteg angeschraubt werden.

Für den eventuellen Uebergang zum elektrischen System mit Rückleitung durch die Schienen erhielten diese neben den Laschenenden im Steg noch je ein Loch von 12 mm Durchmesser zur Befestigung des Leitungsdrahtes mittelst kupfernen Nieten.

Bezüglich der Beschaffenheit der Stahlschienen galten dieselben Vorschriften, wie sie in Deutschland für die Lieferung von Eisenbahnschienen zu gelten pflegen, und war speciell eine minimale Festigkeit des Materials von 5000 kg per cm^2 verlangt. Es wurde aber zur Erreichung eines größeren Widerstandes gegen Verschleiß im Allgemeinen für eine höhere Festigkeit gesorgt*).

Die Legung geschah in der Art, dass für jeden Schienenstrang eine Grube von 0·3 m Tiefe unter dem Straßenplanum und von 0·25 m Bodenbreite ausgehoben, und sodann bis zu ungefähr 160 mm Höhe mit gröberem, reinen Granitsand (Grus) gefüllt wurde. Auf diese Unterlage wurde das fertig verbundene Geleise gelegt und dann unter gleichzeitiger Ausrichtung kräftig unterstopft. Dies geschah mittelst eisernen Stangen von etwa 1·5 m Länge und 25 mm Durchmesser, die an einem Ende etwas abgebogen, und mit einem Querstück von rund 100 mm Länge und 20 × 25 mm Querschnitt versehen waren, und mit welchen Stangen von je zwei einander gegenüber stehenden Arbeitern der Sand unter den Schienenfuß eingestoßen wurde. Wenn hiebei das Geleise stellenweise zu hoch zu liegen kam, wurde es durch schwere hölzerne Handrammen niedergestoßen. Die Schienenstöße erhielten keine besonderen Unterlagen, es wurde aber hier für eine besonders sorgfältige Unterstopfung

*) Gegenwärtig soll die „Phoenix" in der Lage sein, nach ihrem patentirten höchst einfachen Kohlungsverfahren Schienen mit einer Festigkeit von 6000 bis 7000 kg per cm^2 herstellen zu können.

gesorgt. Die Lauffläche der Schiene wurde um rund 5 *mm* unter die Oberfläche des Pflasters versenkt um beim Setzen des letzteren ein Emporragen der Schiene über demselben möglichst zu vermeiden, sowohl des Aussehens wegen, als auch zum Schutze der Schienen gegen das Straßenfuhrwerk.

Bei makadamisirten Straßen, in welchen sich die Bahn zum Theil befindet, wurde zu beiden Seiten der Schienenstränge eine Reihe behauener Pflastersteine verlegt, eine Anordnung, die sich z. B. in Stockholm für ein gutes Liegen des Geleises als sehr zweckmäßig erwiesen hat.

Die Weichen sind symmetrische Normalweichen, mit festen Zungen, und haben die Ausweichplätze von Spitze zu Spitze eine Länge von 54 *m* (entsprechend 6 normalen Schienenlängen), eine Breite von 2·5 *m* von Mitte zu Mitte Geleise, und Kurvenhalbmesser von 40 *m*.

Die Legung des Oberbaues geschah in Unternehmung gegen einen Preis von 5·0 Frcs. pro laufenden Meter Geleise, welcher Preis sich bei gepflasterten Straßen, woselbst die vorhandenen Pflastersteine unentgeltlich benützt werden konnten, auf die fertige Bahn bezog, während sich bei den makadamisirten Straßen durch die nöthige Anschaffung der Pflastersteine der Gesammtpreis auf rund 7·2 Frcs. per laufenden Meter fertiges Geleise belief, oder nachdem beide Arten ungefähr je zur Hälfte vertreten sind, im Mittel auf rund 6·1 Frcs. per laufenden Meter fertiges Geleise. Nachdem das Geleise selbst 11·45 Mk. per laufenden Meter gerades Geleise, und 11·95 Mk. per laufenden Meter Kurvengeleise kostete, und das letztere ungefähr 14 % der Gesammtlänge ausmacht, so betrug der mittere Preis des Eisenmaterials rund 11·6 Mk. = 14·5 Frcs., und daher der mittlere Gesammtpreis des fertigen Geleises rund 20·6 Frcs. per laufenden Meter, gegenüber der im Kostenanschlage gemachten Annahme von 24·0 Frcs. per laufenden Meter.

Die Betriebsmittel.

Es wurden vorläufig nur geschlossene einspännige Wagen mit 14 Sitz- und 10 Stehplätzen angeschafft. Dieselben haben einen Radstand von 1600 *mm*, einen Raddurchmesser von 680 *mm* und ein Gewicht von 1600 *kg*. Im Gegensatz zu der bei Straßenbahnwagen gebräuchlichen Anordnung der in einem Stück aus Gusseisen oder Gussstahl gegossenen Räder, von denen sich namentlich erstere ungleichmäßig abzunützen pflegen, wurden hier Räder neuerer Art verwendet, wie selbe von der Firma „Phönix" geliefert werden, und die nach Art der Eisenbahnräder aus gewalzten Stahlbandagen bestehen, die auf geschmiedeten Sternen aufgezogen sind. Hiedurch werden die Räder leicht und elegant und brauchen nach Abnützung der Bandagen nur diese erneuert zu werden. Im Uebrigen erhielten die Wagen die gebräuchliche Anordnung, zeichnen sich aber besonders durch Leichtigkeit und Eleganz aus und erregten allgemeine Befriedigung. Dieselben wurden von der Wagenbauanstalt Scandia in Randers (Dänemark) zum Preise von 2800 Kronen per Stück cif. Helsingfors geliefert.

Es verdient erwähnt zu werden, dass die Funktion dieser Wagen bisher eine überaus befriedigende gewesen, und dass dieselben trotz Verwendung von verhältnismäßig schwachen finnischen Pferden bei voller Last selbst bei längeren Steigungen bis zu 1 : 35 ohne Schwierigkeiten von einem Pferde im Trab fortgeschafft werden. Eine besondere Erwähnung verdient die Bewegung der Wagen in den Kurven, die trotz dem angeführten verhältnismäßig großen Radstand, (1·6 *m* bei festen Lagern) dank der angewandten kleinen Spurweite bei mehreren 90gradigen Kurven von 12 *m* Radius durchaus gleichmäßig und ohne besondere Anstrengung für die Pferde verläuft.*) Einige dieser Kurven befinden sich sogar in ziemlich starker Steigung, ohne dass sie Vorspann erfordern. Nur bei einer gleichfalls 90gradigen Kurve, die infolge von unvorhergesehenen Verhältnissen gegen das ursprüngliche Programm einen Halbmesser von nur 10 *m* erhalten musste, macht sich ein Gleiten der äußeren Räder bemerkbar. Irgendwelche Entgleisung ist bisher kein einzigesmal vorgekommen.

Nachdem sich in anderen nordischen Städten (z. B. Stockholm) für den Sommerbetrieb offene Wagen als besonders zweckmäßig erwiesen haben und beim Publikum sehr beliebt sind, so wurden für die Zukunft auch derartige Wagen in Aussicht genommen.

Zur Winterszeit spielen hier natürlich der Pflug und das Salz eine wichtige Rolle. Ersterer besteht aus einem vierrädrigen Wagen (Fig. 11) an dem nebst den Pflugschaufeln *A* noch zwei feste Flachbürsten B_1 und zwei gegen die Schienenrichtung schiefgelegene rotirenden Bürsten *B* angebracht sind. Letztere werden durch ein Zahnradsystem in Bewegung gesetzt und mittelst des Hebels *H* gehoben oder gesenkt, sowie durch den Hebel H_1 ein- oder ausgeschaltet. Behufs Wendung des Pfluges wird die Spindel *C* so weit niedergeschraubt, dass der Fuss *D* den Boden berührt, und sodann der ganze Wagen soweit emporgehoben' dass derselbe gedreht werden kann.

Zur Lösung des Schnees wird bekanntlich mit Vortheil Salz verwendet. Dies geschieht gewöhnlich durch direktes Bestreuen der Schienen; nachdem man aber in Stockholm durch Bespritzung derselben mittelst Salzlösung (10 %) gute Resultate erzielt haben soll, so wurde auch für Helsingfors dieses Verfahren angenommen, zu welchem Zwecke der in Fig. 9 und 10, Tafel XVI ersichtliche Tonnenwagen verwendet wird. Die Lösung fließt aus der Tonne durch das Rohr *B* in das Vertheilungsrohr *R* und zu den über den Schienen gelegenen Seiherköpfen *C*. Die Absperrung geschieht mittelst des Krahns *K*, der durch den Hebel *H* vom Kutschbock aus in Bewegung gesetzt wird.

Pflug und Tonnenwagen wurden von der Wagenbauanstalt Atlas in Stockholm, jeder zu 900 Kronen ab Werk, geliefert. Für die Räumung der Schienen sind zwar die Wagen in üblicher Weise mit Besen versehen, nachdem aber diese namentlich in den Kurven, wo sie auf das Pflaster kommen, sofort abgenützt werden, so ist ihr Nutzen nur unbedeutend und kann von denselben namentlich die Rille nicht geräumt werden, sondern muss dies durch Handarbeit geschehen. Hiezu werden in üblicher Weise kleine Schaufeln

*) In Rheinhard's Ingenieur-Kalender heißt es bezüglich der Straßenbahnen: „Krümmungen können mit einem Halbmesser von 12—15 m angelegt werden, wenn der Radstand nicht über 1·8 m groß ist", was sich wohl nur auf die normale Spurweite beziehen dürfte.

verwendet, deren vorderes Ende dem Schienenprofil entspricht und die am Stielende eines Besens befestigt sind. Da aber diese Art der Räumung sehr zeitraubend ist, so wurde vom Verfasser der aus Fig. 12 u. 13 ersichtliche Spurreinigungsapparat konstruirt, der durch bloßes Schieben über die Schiene zugleich diese wie auch das angrenzende Pflaster reinigt. Derselbe besteht aus einem kleinen Spaten S, dessen vorderes Ende der Schienenoberfläche entspricht und an dem vermittelst eines gebogenen Winkeleisens E in schiefer Richtung zwei flachen Bürsten G, mittelst der Flacheisen F und der Flügelschrauben H so befestigt sind, dass ein Versetzen der Bürsten oder deren Entfernung rasch und bequem geschehen kann. Die Flacheisen sind an den Enden für die Schrauben H mit Schlitzen versehen, wodurch dieselben durch bloßes Verschieben abgenommen werden können. Für zähere Massen, wie kompakten Schnee und Koth, können anstatt der Bürsten Brettchen oder Blechstücke eingespannt werden. Will man zeitweilig den Spaten allein verwenden, so kann der Bürstenapparat durch Lösen der beiden Schrauben H_1 leicht abgenommen werden.

Der Betrieb.

Die Betriebseröffnung geschah Anfang Dezember des vorigen Jahres und verlief bisher in normaler und befriedigender Weise. Hiebei verdient namentlich die erfreuliche Thatsache konstatirt zu werden, dass die Bahn bezüglich der so sehr gefürchteten Schneehindernisse sozusagen die Feuerprobe sehr gut bestanden hat. Denn trotzdem der vergangene Monat Jänner einer der schneereichsten gewesen, und man gegen anhaltendes Schneegestöber zu kämpfen gehabt, so verlief der Verkehr die ganze Zeit ohne die geringste Unterbrechung. Der Pflug hatte allerdings zeitweilig eine schwere Arbeit, wenn z. B. über Nacht neuer Schnee in größerer Menge gefallen; allein nach vorhergehender stellenweiser Schaufelung durch einige Mannschaft (namentlich an stärker verwehten Stellen) erbot das Durchführen des Pfluges keine besondere Schwierigkeit. Wenn dies einmal geschehen, brauchen die Linien untertags nur etlichemale mit dem Pflug abgefahren zu werden, um die Bahn freizuhalten, wozu gewöhnlich nur zwei und nur bei größeren Hindernissen drei Pferde erforderlich sind.

Hiebei hat es sich nun gezeigt, dass die Bürsten zwar die Schienen gut reinigen bei frisch gefallenem losen Schnee, dass aber dies weniger der Fall ist bei solchem, der namentlich in die Rille eingestampft und etwa auch festgefroren ist. Es wurden daher zur Entfernung dieser Massen auf Vorschlag des Verfassers an den Pflug zwei besondere Schienenkratzer angehängt, die sich sehr gut bewährt haben. Dieselben bestehen aus zwei Blechen von 250 *mm* Breite, die dem Schienenprofil angepasst und etwas nach vorne und nach außen geneigt sind, um die Massen nach auswärts zu werfen, und die durch besondere Arme mit dem Wagengestelle in Verbindung stehen. Außerdem sind dieselben zur besseren Leitung mit einander verbunden, und zur Erreichung besserer Wirkung belastet.

Der Fahrpreis beträgt für jede beliebe Fahrt 0·15, Frcs., nebstdem bestehen besondere Rabattmarken, welche in Partien von 3·0 Frcs. gegen 16 % Rabatt abgegeben werden.

Die Erlegung des Fahrpreises geschieht nicht, wie allgemein üblich, gegen Empfang eines Billets (wie dies früher auch hier beim Omnibusverkehr der Fall gewesen), sondern nach dem Stockholmer Muster durch direktes Einwerfen eines Betrages in eine vom Kondukteur vorgehaltene Büchse. Hiebei fällt das Geld zuerst in ein Glasgehäuse, damit sich der Kondukteur von der Richtigkeit der Abgabe überzeugen kann, und hiernach erst durch den Druck auf einen Knopf und entsprechendes Oeffnen einer Klappe in die mit einem Sicherheitsschloss verschlossene Büchse, wozu der Schlüssel im Betriebsbureau verwahrt wird. Hiedurch werden sowohl die trotz Kontrole oft vorkommenden Missbräuche mit den Billets vermieden, als auch die Ausgaben sowohl für diese als auch für die Kontrole auf der Linie erspart. Außerdem erhält der Kondukteur, theils um ihn von der Berührung mit dem Fahrgeld möglichst fernzuhalten, theils aber auch zu rascherer Bedienung des Publikums das nötbige Wechselgeld in geschlossenen Converts in Beträgen von 0·25, 0·50 und 1 Frcs., entsprechend den gangbaren Silbermünzen, welche Converts den Passagieren überreicht und von diesen selbst geöffnet werden.

Noch einfacher ist allerdings das amerikanische, stellenweise gegenwärtig auch in Europa (z. B. in Lübeck) geübte System, wobei der Kondukteur wegfällt und der Fahrpreis in einen an der vorderen Wagenwand angebrachten Einwurfkasten abgegeben wird, und wobei die Ueberwachung der Abgaben in erster Linie dem Kutscher, indirekt aber auch dem Publikum anvertraut ist. Ersterer besorgt in diesem Falle auch das Wechseln, und kann durch einen vor ihm angebrachten Spiegel das Innere des Wagens überblicken. Allein abgesehen von den hiebei leicht vorkommenden Missbräuchen von Seite des Publikums*), und von dem Uebelstande, dass die Aufmerksamkeit des Kutschers zu sehr von seiner eigentlichen Aufgabe abgelenkt werden kann, so dürfte dieses System wohl nur dort ohne Bedenken anzuwenden sein, wo sich die Mehrzahl der Bevölkerung auf einer höheren Entwicklungsstufe befindet, so dass weder Missbräuche mit der Abgabe zu befürchten, noch besondere Organe für die Aufrechthaltung der Ordnung, Abweisung unanständiger Personen etc. nothwendig sind.

Das finanzielle Betriebsresultat gestaltet sich ganz günstig, denn die ersten zwei Monate ergaben zwar nur eine durchschnittliche Tageseinnahme von 390 Frcs., allein beim vorhergehenden Omnibusverkehre hat man die Erfahrung gemacht, dass in den Monaten Dezember bis Februar hauptsächlich infolge der vorherrschenden Kälte die durchschnittliche Tagesfrequenz um 30—40 % kleiner gewesen als jene des ganzen Jahres. Demnach müsste schon unter den jetzigen Verhältnissen wenigstens die im Kostenanschlage bedingte tägliche Tageseinnahme von rund 500 Frcs. erwartet werden können. Nachdem aber die Linien infolge von lokalen Hindernissen noch nicht vollständig ausgelegt sind, und theilweise auch mittelst Omnibus und auf einer kürzeren Strecke gar nicht verkehrt wird, so dürfte sich das schließliche Resultat schon im ersten Jahre noch

*) Derlei Missbräuche sollen in Lübeck sogar bei Personen besserer Stände konstatirt worden sein.

viel günstiger gestalten. Umsomehr aber kann dies in der Zukunft erwartet werden, in Anbetracht der angeführten raschen Zunahme der Bevölkerung, und nachdem diese sich genügend daran gewöhnt hat, die Vortheile des neuen Verkehrsmittels entsprechend zu würdigen. Auch dürften die Betriebsausgaben nicht höher steigen als im Kostenanschlag vorgesehen, nachdem die gegenwärtigen laufenden Tagesausgaben für Verwaltung und Betrieb nur rund 360 Frcs. betragen.

Zur Charakterisirung des Unterschiedes zwischen Omnibus- und Pferdebahnverkehr unter solchen Verhältnissen wie in Helsingfors, möge noch angeführt werden, dass bei gleicher Anzahl Pferde die Einnahmen des Omnibusverkehrs kaum die Hälfte derjenigen der Pferdebahn betrugen.

Helsingfors, im Februar 1891.

Ueber Härtebestimmungen.

Prof. A. Martens, Vorsteher der mech.-techn. Versuchsanstalt in Charlottenburg-Berlin, veröffentlichte in den Mittheilungen dieser Anstalt eine interessante Abhandlung über Härtebestimmungen, welche sich als Vertheidigung seiner von mir angegriffenen Ritzmethode (siehe „Zeitschr. des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines", Jahrgang 1890, S. 3) und als eine Entgegnung, bezw. Anzweiflung meiner Behauptung, „Härte ist proportional der Scheerfestigkeit" darstellt.

Mein geehrter Freund und College sandte mir seine Abhandlung mit dem Ausdrucke des Wunsches ein, dieselbe in der „Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines" besprechen zu wollen; und diesem Wunsche darf entsprochen werden, da thatsächlicher, interessanter Inhalt mitzutheilen ist und auch die schließliche Lösung der Frage, was eigentlich Härte ist, durch die sachliche Erwägung entgegenstehender Ansichten nur gefördert werden kann.

In manchen Punkten sind übrigens unsere Ansichten nach der letzten Arbeit von Martens nicht so entgegengesetzt, wie derselbe zu glauben scheint. So z. B. sagte ich in meinem Vortrage, (Jahrgang 1890, S. 3, Z. 15):

„Das Ritzverfahren, welches die Mineralogie anwendet, beabsichtigt nur relative Härtebestimmungen, und dieses Verfahren wird seiner Einfachheit wegen in aller Zukunft Anwendung finden." Demnach sprach ich mich nicht gegen die Ritzverfahren, insoferne sie nur relative Bestimmungen beabsichtigten, aus.

Und Martens sagt (S. 278—279 der Mittheilungen): „In dem Sinne Kick's habe ich für meine Person überhaupt gar nicht daran gedacht, meine oder die Turner'sche (Ritz-) Methode für genau, d. h. als zur Bestimmung der Härte im absoluten Maß ausreichend zu halten, einfach deshalb nicht, weil meiner Auffassung nach es keine ausreichende Begriffserklärung für die Eigenschaft Härte gibt."

In dem oben angeführten Satze erkenne ich den bleibenden Werth der mineralogischen Ritzmethode zur relativen Härtebestimmung ausdrücklich an, und Martens räumt jetzt seiner und Turner's Ritzmethode auch nur mehr oder doch wenig mehr als die Bedeutung einer relativen Härtebestimmung ein. Die früheren Mittheilungen von Martens schienen mir viel weiter zu gehen; ich verstand sie so, als ob Martens Turner's und seine Ritzmethode als ein Verfahren zur absoluten Härtebestimmung betrachtet wissen wollte, denn S. 40, Z. 11 bis 15 der Sitzungsberichte 1888 des Vereines für Gewerbefleiß spricht Martens über Turner's Abhandlung über Härtebestimmung sich folgendermaßen aus: „Die uns vorgelegte englische Arbeit des Professor Turner gibt eine Uebersicht über den größten Theil der bisher zur Härtebestimmung von Metallen üblichen Methoden und endlich eine, wie es scheint brauchbare Art, die Härte im strengen Sinne zu messen." Diese Worte: „im strengen Sinne zu messen", hielt ich für gleichbedeutend mit absoluter Härtebestimmung.

Nachdem Martens jetzt sagt, er habe überhaupt „nicht daran gedacht", seine und Turner's Methode für genau, d. h. als zu einer Bestimmung der Härte im absoluten Maß ausreichend zu halten, kann ich nur bedauern, dass er sich 1888 nicht ebenso deutlich aussprach und mir Veranlassung gab etwas zu widerlegen, was er nicht sagen wollte.

Hoffentlich wird der Leser mich freundlich entschuldigen, denn meine Darlegungen haben dahin geführt, dass Martens sich klarer fasste, und dies ist doch wohl in solchen Fragen nöthig und ein Gewinn.

Martens sagt (S. 280 d Mittheilungen): „Kick erkennt ausdrücklich die Herz'sche Forderung an, dass die Ordnung, in welche eine richtige Härtemessung die Körper nach der Härte bringt, übereinstimme mit der mineralogischen Härteskala. Er nimmt dieses Ritzverfahren ausdrücklich als den Maßstab für sein später zu besprechendes Verfahren der Härtebestimmungen durch den Scheerversuch in Anspruch. Wenn ich mich im Allgemeinen auch auf den gleichen Standpunkt stelle, dass es wünschenswert ist, eine neue Methode thunlichst an diese allgemein eingebürgerte Anschauung anzuschließen, so kann ich mir doch denken, dass es noch zweckmäßiger sein würde, wenn ein Verfahren gefunden werden könnte, welches gestattet, die Härte in absolutem Maße auszudrücken."

Auch diesem Gedankengang schließe ich mich vollkommen an, und ich suchte demselben durch den Nachweis, dass Härte proportional der Scheerfestigkeit sei, zu entsprechen, denn dadurch wäre ja das absolute Maß für Härte gefunden.

Hingegen sagt Martens (S. 281): „Gegen den Satz, dass die Härte proportional der Scheerfestigkeit, lässt sich theoretisch vielleicht keine Einwendung machen; praktisch scheint mir aber kein großer Gewinn gegenüber der früher besprochenen Begriffserklärung erreicht zu sein, denn die Scheerfestigkeit ist ebensowenig eine einfache Eigenschaft als es die Härte ist."

Auch hier gehen wir nicht so weit auseinander, als es den Anschein hat. Erklärte ich ja doch selbst in dem am 6. Jänner 1890 im Vereine für Gewerbefleiß gehaltenen Vortrag, dass die praktische Bedeutung der Behauptung: „Härte sei proportional der Scheerfestigkeit", oder kurz: „Härte sei Scheerfestigkeit", davon abhänge, dass es es gelinge, in einfacher Weise reine Abscheerungen zu erzielen. Der Unterschied der beiden Auffassungen besteht vielmehr nur darin, dass ich hoffe, dieses Ziel zu erreichen, hingegen Martens auf Grund seiner vergeblichen Versuche dies nicht für möglich hält.

Der Grund, warum ich dies mit Zuversicht hoffe, ist kurz der folgende: Die Natur zeigt zuweilen überraschend schöne Schub- oder Abscheerwirkungen in Gesteinen, sowie sie auch prachtvoll verdrückte Ammoniten und andere Versteinerungen aufweist. Es gelang mir einigermaßen die Natur in letzterer, hingegen noch nicht in ersterer Hinsicht zu erreichen, aber es muss möglich sein. Was die mechanischen Kräfte der Natur im Großen erzielen, das muss der Mensch im Kleinen, wenn er dasselbe Kräftespiel findet und anwendet, auch erzielen können.

Zwar sagt Martens (S. 285): „Offenbar haben die Versuche Kick's über die Formänderung spröder Körper unter allseitigem hohen Druck eine außerordentlich hohe Bedeutung, aber in Bezug auf die hier zu behandelnde Frage scheint es mir, als

ob sie ihren Urheber auf einen falschen Weg geführt hätten. Als den praktischen Zweck der Härtebestimmung oder Feststellung der Scheerfestigkeit kann ich mir in erster Linie nur den denken, dass man Härte und Scheerfestigkeit des Körpers kennen lernen will, wie er eben vorliegt, wie er technisch zur Verwendung kommt. Ist nun ein Körper, den man durch „„kräftige, allseitige Umschliessung, so dass er nach keiner Seite irgend auszuweichen vermag““, in den bildsamen Zustand (falls es ein spröder Körper war) überführte, in diesem Zustande noch derselbe? Ist seine Härte, seine Scheerfestigkeit die gleiche geblieben, wie sie im Anfangszustande war? Hier liegt nach meiner Meinung die Lücke in der Kick'schen Schlussfolgerung. Er hätte die Härte der beiden Körper, die er in Vergleich stellte, Zinn und Schellack, unmittelbar vor dem Scheerversuch in dem Zustande feststellen müssen, in welchen er sie durch die besondere Art der Behandlung bis zum Versuch gebracht hatte, um aus den Ergebnissen mit Recht folgern zu können „die Härten beider Körper sind gleich, die Scheerfestigkeiten sind gleich“, und deshalb kann vielleicht das allgemeine Gesetz bestehen: „Die Härte ist proportional der Scheerfestigkeit“.

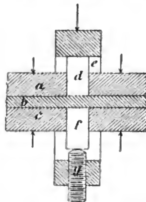
Martens ist berechtigt, meine Schlussfolgerung durch die vorstehenden Bemerkungen anzugreifen; denn so genau ich auch den Scheerversuch mit Zinn und Schellack beschrieb, so übersah ich doch ausdrücklich hervorzuheben, dass ich mich berechtigt halten konnte, die im Scheerapparatchen eingeschlossenen Körper (Zinn, Schellack) als im gleichen Härtezustand mit jenem Stückchen anzusehen, welche zur vergleichenden Ritzprobe dienten.

Seite 6, Z. 16, Jahrg. 1890 dieser „Zeitschrift, sagte ich zwar ausdrücklich, dass zur Ritzprobe gehämmertes Zinn benützt, und (Zeile 21), dass dasselbe in die Nuth des Scheerapparatchens mit der Punze eingetrieben wurde, hob aber dort nicht ausdrücklich hervor, dass dasselbe daher als gleichartig verändert angesehen werden kann. Ebenso wurde beim Schellack nach dessen Erwärmung und Füllung in die Nuth des erwärmten Apparates die Abkühlung abgewartet, demnach dessen Zustand wohl derselbe gewesen sein musste, wie beim Ritzversuche.

Die Einwendungen können als sachlich nicht stichhältig, daher in Bezug auf meine Versuche mit Zinn und Schellack als hinfällig erklärt werden; hingegen liegt ihnen eine gewisse Berechtigung im Allgemeinen zu Grunde.

Bekannt ist, dass sich der Härtezustand vieler Materialien verändern lässt; z. B. lassen sich Metalle hart schlagen und es ist immerhin auch möglich, ja wahrscheinlich, dass sich die Scheerfestigkeit als nicht unabhängig von dem Grade der allseitigen Pressung erweist, unter welcher ein Körper steht, bei dem das Abscheeren durchgeführt wird.

Prof. Martens wendet sich (S. 282 der Mitth.) gegen meine (S. 6, erste Spalte, letzte Alinea) mit Bezug auf die Herz'schen Forderungen gethane Aeußerung, dass auch bei der Härtebestimmung durch Abscheerung, „strenge genommen“, kein anderer Körper als der auf seine Härte zu prüfende erforderlich sei, um die Probe durchzuführen. Martens thut dies, Blei als Versuchsmaterial wählend, indem er einen mißglückten Scheerversuch mit diesem Materiale näher beschreibt und daraus den Schluss zieht (S. 283 d. Mitth.), „dass es kaum möglich sein dürfte, ohne Anwendung grosser Nebenkräfte einen Körper mit sich selbst zu scheeren“. Meiner Ansicht nach beweist das negative Ergebnis eines Versuches lediglich, dass es so nicht angeht, den gewünschten oder gedachten Erfolg zu erzielen. Hätte ich versucht, Blei durch Blei abzuscheeren, dann würde ich mich eines Apparatchens bedient haben, ähnlich demjenigen, welches Martens S. 287 d. Mitth. vorschlägt und welches nachstehend skizzirt ist, (die Theile *d*, *e*, *f*, *g* bewegen sich gemeinschaftlich, *a* und *c* klemmen *b*) nur hätte ich die Dicke des abzuscheerenden oder zu lochenden Stückes *b* mit höchstens 0·2 *mm* bemessen, bei Aufrechthaltung der übrigen Abmessungen; dann wäre der Versuch kaum misglückt. Die nachstehende Figur ist ganz ähnlich einem auch von mir entworfenen Modellchen, doch ging ich hiervon deshalb ab, da das exacte Lochen spröder Materialien auch hiermit nur bei sehr exakten Dünnschliffen und genauester Ausführung des Apparates selbst möglich sein dürfte, Bedingungen, welche ich noch nicht erfüllen konnte.*)



Martens sagt (S. 286): „Gegen eine Behauptung Kick's muss ich mich übrigens noch wenden, welche ihn besonders mit veranlasst haben dürfte, von seiner Methode anzunehmen, dass sie ein absolutes Maß für die Härte zu liefern vermöge. Kick sagt nämlich: „„Bei dem reinen Abscheerungsvorgange wächst der Druck bis die Elastizitätsgrenze auf der ganzen Scheerfläche gleichzeitig überschritten wird; dann erfolgt das Abscheeren plötzlich. Der Maximalwiderstand für das Abscheeren tritt an der Elastizitätsgrenze auf, dieser Widerstand wird gemessen. Es treffen also alle wesentlichen Bedingungen des Herrn Dr. Herz thatsächlich zu.““ Ganz abgesehen davon, dass, wie ich mehrfach hervorhob, die Elastizitätsgrenze praktisch wohl bei keinem Material einen bestimmten Werth hat, ist auch zu bestreiten, dass die Elastizitätsgrenze überhaupt auf der ganzen Scheerfläche gleichzeitig überschritten wird. Der Druck kann nur durch den mittleren Scheerbacken erzeugt werden, er kann von hier aus nur unter gleichzeitiger elastischer Formänderung des Scheerbackens übertragen werden und hiebei wird die Spannungsvertheilung in den scheerenden und gescheerten Körpern keine gleichmäßige sein können.“

Zunächst sehe ich von der Gegenbemerkung betreffs der Elastizitätsgrenze — welche keinen bestimmten Werth haben soll — gänzlich ab, weil dies leicht zu einem Wortstreite führen könnte, und beschränke mich darauf, mit Bezug auf die vorstehende Figur Folgendes zu bemerken: Durch Benützung des Schräubchens *g* und entsprechendes Gegeneinanderpressen der Platten *a* und *c*, kann das abzuscheerende Stück *b*, welches als dünnes Plättchen zu wählen wäre, zunächst fest eingespannt werden. Durch dieses Einspannen wird im mittleren Scheerbacken (oder Stempel) ein Druck erzeugt, und dieser Druck kann leicht jenen Druck übersteigen, welcher zur Abscheerung erforderlich ist und bei dessen Anwendung, da *d* und *f* sich gleichzeitig niederbewegen, eine weitere elastische Formänderung des mittleren Scheerbackens nicht mehr eintreten kann, wodurch auch deren Konsequenzen entfallen.

Nie habe ich behauptet, dass meine Versuche betreffs Erzielung reiner Abscheerung bereits ein praktisch verwertbares Verfahren zur Härtebestimmung geliefert hätten; diesbezüglich schrieb ich meinen Versuchen keine unmittelbare Anwendbarkeit zu, sondern mehr eine zunächst theoretische Bedeutung.

In der Richtung weiche ich jedoch wesentlich von der Auffassung des Collegen Martens ab, dass ich glaube, die Scheerversuche werden sich zur Härtebestimmung später ver-

*) Es sind die materiellen Mittel meiner Lehrkanzel sehr beschränkt und eine mechanisch geschulte Hilfskraft nicht vorhanden; ich selbst viel anderweitig beschäftigt.

wenden lassen, während Martens diesbezüglich anderer Ansicht ist. Seine hauptsächlichsten Gegengründe glaube ich widerlegt zu haben und schreite zur Mittheilung der Resultate seiner Ritzversuche, gegen welche ich, dies sei wiederholt, nach der von Martens (auch wiederholt S. 287) gemachten Einschränkung, „dass das Ritzverfahren (nach Turner und Martens) keineswegs ein absolutes Messverfahren für die Härtebestimmung bildet", nichts Prinzipielles einzuwenden habe.*)

Die Martens'sche Härtebestimmung ist jetzt folgende:

Das auf seine Härte zu prüfende Metall ist an der zu ritzenden Seite eben geschliffen und polirt. Es wird auf dem Träger des Ritzapparates aufgekittet, die ritzende Diamantspitze entsprechend eingestellt und belastet. Unter der Diamantspitze wird der Probekörper um 1 *mm* verschoben, während welcher Bewegung ein Ritz von 1 *mm* Länge entsteht. Dann wird der Diamant abgehoben, der Träger senkrecht zur Streichrichtung durch eine Schraube etwas weniges verschoben, der Diamant neuerlich niedergelassen und wieder eine 1 *mm* lange Ritzung gemacht. In dieser Weise kann man Strich- oder Ritz-Gruppen bei denselben, oder bei verschiedenen Belastungen ziehen.

Nach dem neueren vereinfachten Verfahren werden bei der Belastung von 20 *gr* in Gruppen von je 5, 15 oder besser 25 Strichen gezogen, deren Strichbreite dann mikroskopisch gemessen werden, um schliesslich das Mittel der Strichbreite zu erlangen.

Um die Härte als Zahl angeben zu können, wählt Martens den reziproken Wert der Strichbreite, oder um rundere Zahlen zu erhalten, ein bestimmtes Vielfaches dieser Reziprokwerte.

Prof. Martens arbeitete mit vier, im Wesen gleichen Versuchsapparaten, deren Diamantspitzen den Spitzwinkel 90° haben sollten, jedoch Abweichungen zeigten, so dass die mit den verschiedenen Apparaten bei gleicher Belastung des Reissers erhaltenen Striche nicht gleiche Breite aufwiesen, sondern sich (S. 225, 231) wie die Zahlen 77 : 100 : 131 : 93 verhielten. Daher mussten durch Umrechnung die Angaben der verschiedenen Exemplare des Martens-Ritzapparates auf die Angaben jenes Apparates zurückgeführt werden, welcher als Normalapparat angesehen wurde. Die Einführung des Martens'schen Verfahrens in verschiedenen Versuchsanstalten würde daher voraussetzen, dass der Ritzapparat, welcher in Verwendung kommen soll, stets auf den als Normalapparat angenommenen experimentell zurückgeführt ist; würde dies nicht geschehen, so würden sehr verschiedene Härtewerte für dasselbe Material gefunden werden können, welche noch vielmehr von einander abweichen könnten, als die für die versuchten vier Apparate gefundenen Mittelzahlen 77, 100, 131, 93.

Die erste Zahlenreihe der folgenden Tabelle (S. 236, 237 und 238 d. Mitth.) gibt Verhältniszahlen für die Härte der Kupfer-Zinn-Legirungen, welche im Kopf der Tabelle näher bezeichnet sind, und enthält die Tabelle des weiteren ihre Beziehungen zur Moh s'schen Härteskala, sowie der gegenseitigen Ritzbarkeit.

Abgesehen davon, dass die Legirungen durch Schmelzen unter Kohlenpulver hergestellt wurden, was nicht unbedenklich ist, dürfte sich eine ähnliche relative Zahlenreihe für alle noch etwas hämmerbaren Körper auch, und zwar viel bequemer nach der Kerbenmethode von Uchatius herstellen lassen, wenn man die Reziprokwerte der Kerbenlängen einsetzt.

Tabelle I.

Zusammenstellung der Härte von Kupfer-Zinn-Legirungen.

	Schellack	Zinn 10	Cu Sn_5 0·97 : 9·03	Cu Sn_4 1·19 : 8·81	Cu Sn_3 1·52 : 8·48	Cu Sn_2 2·12 : 7·88	Cu Sn 3·50 : 6·50	Cu_2 Sn 4·82 : 5·18	Cu_3 Sn 6·18 : 3·82	Cu_4 Sn 6·83 : 3·17	Cu_5 Sn 7·29 : 2·71	Cu_{10} Sn 8·43 : 1·57	Cu_{15} Sn 8·90 : 1·10	Cu_{20} Sn 9·15 : 0·85	Cu_{25} Sn 9·32 : 0·68
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	k	l	m	n	o	p
Härtezahl . . .	150 bis 178	282	364	378	300 und 446	218 und 487	625	630	1100	1020	1000	825	780	816	675
Der Körper															
ritzt	—	—	[d]	[e]	[f]c u b	[e](g)c u.d	f, e bis b	[g] f bis b	g u. f	i, h u. g	b	g, f	[g] f	n [g] e	[o u. n] [f] e
ist härter als Härte Nr. . . .	—	2	2	2	2	2	[3]	(3)	3 [4]	4	4	3	3.	.	.
ritzt nicht . . .	h	a, c u. o	—	-	—	—	—	—	—	—	k, i	l, k, i, h	m bis h	m bis h	m bis g
ist weicher als Härte Nr. . . .	—	3	3	3	3	3	4	4	5	5	5	4	4	3.4	3
wird geritzt von	—	c	d	(c)[e]	[d u. f]	[g]	.	—	(h)	—	(k)	l, k, i [h]	m bis g [f]	n bis g [f]	[o u. n] m bis g [b]
ist weicher als Härte Nr. . . .	.	3	3	3	3	3	(3) 4	5	[5](4)	5	5	4	3.4	4	—
wird nicht geritzt von . . .	b	a	—	—	—	—	f	g	—	i h	l	e	—	—	.
ist härter als Härte Nr. . . .	—	2	2	2	2	2	—	3, 4	—	—	—	3	2	[3]	3
Ist also nach Mohs einzuordnen	—	2—3	2—3	2—3	2—3	2—3	3—[4]	4	4—5	4—5	4—5	3—4	3	3—4	3

In dieser Tabelle ist auch der Schellack (mit Rücksicht auf meine Arbeiten) aufgenommen und erscheint weicher als das Zinn, obwohl auch Martens sagt (S. 237): „Schellack und Zinn erweisen sich beim Ritzen mit ihren Ecken gegen ihre Flächen als gleich hart"; dies wäre nun bei schärferer Härtebestimmung, als das gegenseitige Ritzen ist, ganz gut möglich, stimmt aber mit dem von mir gemachten und S. 3, 2. Spalte, Jahrgang 1890 dieser Zeitschrift mitgetheilten Ritzversuche durchaus nicht.

*) Sonderbar ist nur, daß S. 219, Z. 25 d. Mitth. der k. techn. Versuchsanstalten, Jahrgang 1890, Martens doch von der Bestimmung der Härte durch seine Ritzmethode „nach dem absoluten Maße" spricht, was einen entschiedenen Widerspruch in sich schliesst, falls nicht blos (wie ich glaube) das absolute Maß der Strichbreiten gemeint ist, welche beim Ritzen entstanden.

Dass leicht Widersprüche zwischen den Härtezahlen und den Erscheinungen gegenseitiger Ritzung auftreten, dies zeigt Martens in nachstehender Tabelle.

Tabelle II.

Einordnung der Körper nach der Härte (Apparat IV), nach Mohs und nach der gegenseitigen Ritzung.

Nr.	Zusammensetzung	Härte	Mohs	Widersprüche der gegenseitigen Ritzung gegen die Härteordnung			
				Der Körper ist härter als		Der Körper ist weicher als	
				er ritzt	er wird nicht geritzt von	er ritzt nicht	er wird geritzt von
b	Sn	282	2—3	—	—	—	—
c	Cu Sn_5	364	2—3	[d]	—	—	—
d	Cu Sn_4	378	2—3	[e]	—	—	(c)
e	Cu Sn_3	300 u. 446	2—3	[f]	—	—	[d]
f	Cu Sn_2	218 u. 487	2—3	(g)	—	—	—
g	Cu Sn	— u. 625	3 – [4]	—	—	—	—
p	Cu_{25} Sn	675	3	[n o]	—	g	[f] g
n	Cu_{15} Sn	780	3	—	—	—	[f] g
o	Cu_{10} Sn	816	3—4	—	—	—	(e) [f] g p n
m	Cu_{10} Sn	825	3—4	—	—	—	—
h	Cu_2 Sn	830	4	—	—	—	—
l	Cu_5 Sn	1000	4—5	—	i	—	—
k	Cu_4 Sn	1020	4—5	i	i	—	—
i	Cu_3 Sn	1100	4 5	—	—	—	(h)

NB. In Tabelle I und II ist die ( ) gleichbedeutend mit dem Zusatz „kaum“ und [ ] bedeutet „schwach“.

Zum Schlusse sei noch eine dritte Tabelle eingefügt, welche die Härtezahlen mehrerer bekannter Materialien liefert.

Tabelle III.

Zusammenstellung der Härte mehrerer Metalle.

Versuchsreihe	Blei	Zinn	Zink	Kupfer	Messing	Nickel	Stahl weich	Glas	Stahl hart	bestimmt mit
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	
Härtezahlen nach Martens	—	—	—	343	447	—	708	—	1410	Apparat I—IV
	168	284	426	396	528	557	765	1355	1375	Apparat I—IV
Der Körper ritzt	—	a	b u. d	b u. c	d	e	f	g	h	Der Unterschied zwischen Zink und Kupfer war gering.
und wird geritzt von	b	c	d u. e	c u. e	f	g	h	i	—	
Nach Mohs (Lennis)	1½	—	—	3	—	—	4—5	5—5·5	6—6·5	

Es wäre diese Tabelle durch die Härtezahlen für Gyps, Kalkspath, Flusspath, Apatit, Feldspath und Quarz zu vermehren gewesen, damit ein noch deutlicheres Bild über die Beziehung der Martens'schen Ritzmethode als Härtebestimmung und der mineralogischen Härteskala hätte gewonnen werden können. Bei den reichen Mitteln und Kräften der k. techn. Versuchsanstalt in Berlin würde diese Ergänzung wohl keine Schwierigkeiten bieten.

Prag, im Jänner 1891.

Prof. Friedr. Kick.

Berichtigung. In dem in Heft IV des Jahrganges 1890 dieser Zeitschrift veröffentlichten Aufsatze des Herrn Adler: „Graphische Auflösung der Gleichungen der ersten vier Grade“ sind einige bei der Revision stehen gebliebene Fehler zu berichtigen, u. zw.:

1. Seite 150 Gleichung 3 soll lauten: $\rho = \sqrt{\left(m + \frac{a^2}{16}\right)^2 + \left(n - \frac{a}{4}\right)^2 - d}$

2. „ 151, linke Spalte, Zeile 2 v. u., soll heißen: $z = -1\cdot200$ anstatt $z = -0\cdot120$.

„ 151, rechte „ „ 1 v. o., soll stehen: $x = 5z - \frac{a}{4} = -6\cdot000$ anstatt $x = 5z - \frac{a}{4} = -0\cdot600$.

3. „ 151, „ „ „ 7 v. o., „ „ $z = -1\cdot000$ anstatt $z = +0\cdot500$.

„ 151, „ „ „ 8 v. o. „ „ $x = z - \frac{a}{4} = -1\cdot000$ anstatt $x = z\;\frac{a}{4} = 0\cdot500$.

Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Flusseisens zu Brückenconstructionen,

erstattet in der Vollversammlung des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 2. Mai d. J. von dem Obmanne des Comités, k. k. Hofrath **Friedrich Bischoff.**

(Hiezu die Tafeln XVII – XX.)

Allgemeine Uebersicht.

Im Juli 1887 richtete das k. k. Handelsministerium an den österr. Ingenieur- und Architekten-Verein die Einladung, ein Gutachten abzugeben über die Anfrage der rumänischen Regierung, ob die zwischen Fetesti und Czernawoda zu erbauende Donaubrücke aus Schweisseisen oder Stahl hergestellt werden soll. Damals wurde vom Verwaltungsrathe des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines ein Comité eingesetzt, welches diese Frage behandelt und sein Gutachten an das k. k. Handelsministerium, bezw. an die rumänische Regierung dahin abgegeben hat, dass nach den bisherigen Erfahrungen für die fragliche Brücke die Wahl des Schweisseisens zu empfehlen sei.

Bei den Berathungen dieses Comités hat es sich aber gezeigt, dass in Oesterreich über die Verwendung des Flussstahles, bezw. seiner weicheren Gattungen, welche als Flusseisen bezeichnet werden, nur sehr wenig Erfahrungen vorliegen.

Als mir die Ehre zu Theil wurde, in der Sitzung des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines am 29. October 1887 über jenes Gutachten an dieser Stelle zu berichten, beantragte ich — von der Ansicht geleitet, dass die angeregte Frage von weittragender Bedeutung für die Zukunft des Eisenbrückenbaues sei — das weitere Studium dieses Gegenstandes und die Einsetzung eines grösseren, zwölfgliedrigen Comités, welchem die Beurtheilung der Frage nach den Bedingungen der Zulässigkeit des Flusseisens als Baumaterial für Brücken-Constructionen zuzuweisen sei. Dieser Antrag wurde angenommen und in der Sitzung am 12. November 1887 das Comité gewählt, in welchem die vier folgenden Fachgruppen zur Vertretung gelangten, und zwar: fünf Delegirte der Gruppe für Bauingenieurwesen, zwei Professoren der technischen Hochschule, zwei Delegirte der Brückenbauanstalten und drei Hüttenmänner.

In dieses Comité wurden entsendet die Herren:

Friedrich Bischoff, k. k. Hofrath und Baudirector der k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen; Joh. Buberl, Oberingenieur der österr. Nordwestbahn; Ernst Gaertner, Ingenieur und Bauunternehmer; Franz Heindl, Oberinspector der k. k. General-Inspection der österr. Eisenbahnen; Ludwig Huss, Oberinspector der k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen; Leopold Ritter von Hauffe, k. k. Hofrath und o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien; Dr. Georg Ritter von Rebhann, k. k. Hofrath und o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Wien; Sigmund Wagner, Chefingenieur der Brückenbau-Anstalt Ig. Gridl in Wien; Guido Zampis, Civilingenieur; Albert Sailler, Oberingenieur und Walzwerksleiter in Witkowitz; Gustav Oelwein, erzherzoglicher Hüttenmeister in Trzynietz bei Teschen, und Emil Heyrowski, Central-Director der Kronstädter Bergbau- und Hütten-Actien-Gesellschaft in Wien.

Schon am 26. November 1887 constituirte sich das Comité und wählte mich zum Vorsitzenden, Herrn k. k. Hofrath von Hauffe zum Stellvertreter des Vorsitzenden und Herrn Oberinspector L. Huss zum Schriftführer. Durch Cooption wurden dem Comité später beigezogen Herr August Ritter von Frey in Wien, General-Director der Oesterr.-alpinen Montan-Gesellschaft und an Stelle des leider verstorbenen Herrn Civilingenieurs Guido Zampis Herr Joh. Brik, o. ö. Professor für Brückenbau und Baumechanik an der k. k. technischen Hochschule in Brünn.

Es wurden auch sofort die Berathungen eröffnet über die zuerst vorzunehmenden Schritte, insbesondere über die Beschaffung des auf den Gegenstand bezüglichen Studienmateriales. Zunächst wurden Anfragen an die Eisenbahn-Verwaltungen des deutschen Eisenbahn-Vereines, an die auswärtigen correspondirenden Vereinsmitglieder, an verschiedene technische Etablissements, den österr.-ungarischen Lloyd, die Marine-Section des Reichs-Kriegsministeriums und an das Stabilimento Tecnico in Triest gerichtet. Die diesfälligen Antworten lieferten ein ziemlich wertvolles Material, das aber doch nicht ausreichend war, um daraufhin einen Beschluss fassen zu können.

Das Comité hat ferner unter Mitwirkung sämmtlicher Betheiligten die einzelnen Hüttenprozesse bei Erzeugung des Flussmateriales durchberathen; so interessant jedoch die Debatten waren, so fand man abermals, dass die Sache blos von akademischem Werte wäre, wenn es nur bei diesen Besprechungen bliebe. Zu derselben Zeit hatte auch die General-Direction der österr. Staatsbahnen dieselben Studien bereits begonnen und war es durch das freundliche Entgegenkommen derselben, sowie der österr. Eisenwerke dem Comité möglich, den Besuch unserer hervorragenden Hüttenwerke vorzunehmen, um an Ort und Stelle die Erzeugung der Materialien zu verfolgen und die Qualität des Productes durch Versuche zu erproben.

Zu diesen in den Hüttenwerken durchgeführten Versuchen wurde auch die k. k. General-Inspection der österr. Eisenbahnen und die k. k. General-Direction der österr. Staatsbahnen eingeladen, Delegirte zu entsenden, damit diese beiden Behörden sich gleichfalls von den Ergebnissen der vorzunehmenden Versuche überzeugen könnten, welcher Einladung auch Folge gegeben wurde.

Die an Ort und Stelle vorgenommenen Versuche, und zwar insbesondere 216 ausgeführte Qualitätsproben mit verschiedenen Materialgattungen haben äusserst wertvolle Resultate zur Beurtheilung dieser Materialien ergeben. Diese Versuche und deren Ergebnisse gelangen später zur ausführlichen Mittheilung; hier aber möge schon angedeutet werden, dass von den drei zur Untersuchung gelangten Eisenarten: Schweisseisen, weiches Thomas-Flusseisen und weiches

basisches Martin-Flusseisen, das letztgenannte Material hinsichtlich seiner Zähigkeit, d. i. insbesondere seine Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe und Deformationen, unter sonst gleichen Umständen die beiden anderen Materialien übertraf.

Obschon dieses Ergebniss die Ueberlegenheit des weichen basischen Martin-Flusseisens erwies, hielt es das Comité zur endgiltigen Entscheidung der vorgelegten Frage für nothwendig, vergleichende Versuche mit ganzen Trägern aus Schweisseisen, Thomas- und Martin-Flusseisen, welche nach Art der Brückenträger construirt sind, anzustellen.

Die Brückenbau-Firma Ig. Gridl in Wien erklärte sich in entgegenkommendster Weise bereit, den hiezu nothwendigen grossen Belastungs-Apparat zu construiren und in ihrem Etablissement herzustellen, sowie auch die Anarbeitung und Ausführung der Versuchsträger unentgeltlich zu liefern und auch die Versuche selbst in ihrem Etablissement durchführen zu lassen.

Nachdem weiters die Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft das erforderliche Material zur Herstellung je zweier Fachwerksträger aus Thomas-Flusseisen (Versuch I), und aus basischem Martin-Flusseisen (Versuch II), die Oesterr.-alpine Montan-Gesellschaft ebenso für je zwei derartige Träger steirisches Schweisseisen (Versuch III) und basisches Martin-Flusseisen (Versuch V), endlich die Witkowitzer Eisen-Gewerkschaft (Versuch IV) das Materiale für zwei ebensolche Träger unentgeltlich zu liefern sich erboten, konnte an die Durchführung der gedachten Versuche herangetreten werden. Mit der Verfassung des Programmes und der systematischen Durchführung dieser Versuche betraute das Comité die Herren Brik, Buberl, Huss und Wagner.

Die zu den Versuchen bestimmten Träger waren als Parallel-Fachwerks-Träger mit Verticalen und gekreuzten Zug- und Druck-Diagonalen construirt und erhielten die Stützweite von 10·0 *m* und die Höhe von 1·2 *m*.

Die Anarbeitung geschah in der bei genieteten Schweisseisen-Trägern üblichen Art, und zwar: Gestanzte Nietlöcher, 2 *mm* nachgerieben, Zurichtung der einzelnen Constructionstheile mittelst Scheerenschnitt, Nietung theilweise maschinell (hydraulisch), theilweise mit der Hand. — Je zwei derartige Träger gleichen Materiales wurden mittelst Querverbänden und einem horizontalen Längsverbande zu einem Trägerpaare vereinigt.

Zur Vornahme des Versuchs wurde ein solches Trägerpaar in einen Belastungsapparat eingespannt und daselbst durch centrirten Druck, welcher auf die Trägermitten einwirkte, belastet. Die Grösse des ausgeübten Druckes wurde durch Gegendruck, welcher auf das eine Trägerende mittelst Hebel- und Wage-Vorrichtungen übertragen wurde, regulirt.

Die Versuchsträger wurden durch stufenweise gesteigerte Belastungen allmälig zur Formveränderung und schliesslich zum Bruche gebracht. Während der verschiedenen Stadien der Belastung wurden die Erhebungen über die hervorgebrachten Formänderungen gepflogen und das Verhalten der einzelnen Theile der Träger beobachtet.

In der Zeit vom 4. bis zum 14. Februar 1889 wurden fünf Parallelversuche (I bis V) mit Trägern aus Thomas-Flusseisen, Schweisseisen und Martin-Flusseisen ausgeführt.

Die ausführliche Beschreibung dieser Versuche, sowie deren Resultate wird in dem später folgenden Berichte gegeben. Doch ist es hier schon am Platze, hervorzuheben, dass der Versuch mit Trägern aus Thomas-Flusseisen ein ungünstiges Resultat ergab, wogegen die Träger aus basischem Martin-Flusseisen ein sehr gutes Verhalten zeigten. Die Träger aus steirischem Schweisseisen blieben hinter den gehegten Erwartungen zurück; sie erwiesen aber dennoch die volle Verlässlichkeit und große Leistungsfähigkeit dieses Materials.

Um den Einfluss der Verbindung an den Kreuzungsstellen der Diagonalen des Fachwerks auf den Knickungswiderstand der Druckstreben festzustellen, wurde am 2. März 1889 ein Versuch mit zwei, schon bei den früheren Proben verwendeten und entsprechend hergerichteten Trägern vorgenommen. Dieser interessante Versuch erwies den entschiedenen Werth jener Verbindung für die Erhöhung des Knickungswiderstandes einseitig befestigter Druckstreben.

Im weiteren Verfolge seiner Aufgabe erachtete das Comité es für nothwendig, noch einige Versuche vorzunehmen und beschloß die Ausführung der folgenden Versuche einzuleiten, und zwar:

1. Zwei Parallelversuche mit Fachwerkträgern aus Martin-Flusseisen verschiedener Anarbeitung, um den Werth der Qualität derselben auf das Widerstandsvermögen beurtheilen zu können (Versuch VI und VII).

2. Einen Versuch mit Fachwerksträgern aus böhmischem Schweisseisen bei gewöhnlicher Anarbeitung, um auch dieses mittelmäßige Material zum Vergleiche heranzuziehen (Versuch VIII).

3. Einen Versuch mit vollwandigen Trägern aus Martin-Flusseisen, um das Verhalten des Materiales bei dieser Construction zu erproben (Versuch IX).

4. Einen Versuch mit Trägern aus einer alten Eisenbahnbrücke, um aus deren Verhalten einen Schluss auf die Sicherheit alter Eisenbrücken ziehen zu können (Versuch X).

Auch die Ausführung dieser zweiten Versuchsreihe wurde ermöglicht, indem die Erzh. Albrecht'sche Kameral-Direction in Teschen das Material für vier Fachwerksträger aus basischem Martin-Flusseisen, die Oesterr.-alpine Montan-Gesellschaft das Material für zwei vollwandige Träger, die Prager Eisen-Industrie-Gesellschaft das Material für zwei Fachwerksträger aus böhmischem Schweisseisen zur Verfügung stellte, weiters das Comité-Mitglied Herr E. Gaertner die Träger einer alten, längere Zeit in einem Material-Transportgeleise gelegenen Blechbrücke spendete und endlich die Firma Gridl die Herstellung sämmtlicher Versuchsobjecte unentgeltlich übernahm. Diese fünf Versuche kamen in der Zeit vom 30. September bis 14. October 1889 zur Ausführung.

Die sehr wichtigen und lehrreichen Ergebnisse dieser zweiten Versuchsreihe bestätigten nicht nur die früheren Erfahrungen über die besondere Eignung des weichen basischen Martin-Flusseisens zu Brückenconstructionen überhaupt, sondern erwiesen auch den günstigen Einfluss der sorgfältigeren Anarbeitung auf das Gesammt-Widerstandsvermögen der Träger.

Die Träger aus gewöhnlichem böhmischen Schweisseisen zeigten ein verhältnismäßig hohes Tragvermögen, dagegen nur geringe Widerstands-Arbeit, somit ein geringes Leistungsvermögen gegen Stöße und lebendige Kräfte überhaupt.

Die alten Blechträger ergaben ein ganz gutes Verhalten und ein verhältnismäßig hohes Tragvermögen, doch konnte aus diesem Verhalten eine Schlussfolgerung auf die Sicherheit bestehender alter Brücken nicht gezogen werden, weil diese Träger verhältnismäßig doch nur kurze Zeit in Verwendung und dann viele Jahre ausser Dienst waren.

Nach Durchführung der genannten Versuche hat das Comité zur genauen Kennzeichnung der Trägermaterialien aus verschiedenen Orten der gebrochenen Versuchsträger Proben für die chemischen Analysen entnommen und ausserdem Probestäbe zur Bestimmung der Elasticität, Festigkeit und Dehnbarkeit anfertigen lassen.

Die Herren Professor Dr. Oser an der k. k. technischen Hochschule zu Wien und Professor Donath an der k. k. technischen Hochschule zu Brünn besorgten die Ausführung der chemischen Analysen; Professor Bergrath Jeny und Professor R. Böck an der k. k. technischen Hochschule zu Wien führten die erforderlichen Festigkeits-Untersuchungen mit dankenswerther Bereitwilligkeit durch.

Mit den auf die Versuchs-Ergebnisse gegründeten wichtigen Schlussfolgerungen und Anträgen, welche den Schluss des Berichtes bilden, glaubt das Comité seine Aufgabe gelöst und den Gegenstand der Spruchreife zugeführt zu haben. Dass dies auf breiter Basis und in grossem Umfange möglich geworden, ist der Opferwilligkeit und dem Entgegenkommen der genannten Verwaltungen der Hüttenwerke, den ebengenannten Herren Professoren, Herrn Ingenieur E. Gaertner und hauptsächlich der Firma Gridl zu verdanken.

Es ist eine besondere Pflicht des Comités, seinen Dank und die Anerkennung dieser grossen und bedeutenden Förderung seiner Arbeiten an dieser Stelle zum Ausdrucke zu bringen.

BERICHT.

I. Charakteristik des Eisenmaterials.

Das in Betracht gezogene Material ist das basische Converter-Eisen, Thomas-Flusseisen, und das basische Martin-Flusseisen.

Wenn auch das Verfahren bei Erzeugung dieser beiden Eisenarten wesentliche Verschiedenheiten aufweist, so kann doch nach beiden Methoden ein weiches, gleichmässiges und vorzügliches Material gewonnen werden.

Dennoch bietet das Martin-Verfahren den großen Vortheil, dass nach diesem Prozesse die verlangten Eigenschaften des zu erzeugenden Materials sicherer erreicht werden können, als beim Thomas-Prozesse. Während bei letzterem die Eigenschaften der Charge im Verlaufe des sich rasch abwickelnden Prozesses nicht ebenso verlässlich erhoben werden können, dieselben sonach von der mehr oder weniger richtigen, nur kurze Zeit dauernden Beobachtung des Prozesses abhängig sind, steht bei ersterem genügend Zeit zu Gebote, um öftere Proben entnehmen und demgemäß regelnd eingreifen zu können.

Wo es auf möglichste Gleichmäßigkeit des Materials ankommt, wie dies insbesondere für die Constructions-Elemente des Brückenbaues erforderlich ist, da sind verlässliche Proben während der Erzeugung des Materials von besonderer Bedeutung.

Zur qualitativen Vergleichung von Eisenmaterialien verschiedener Herkunft eignet sich vor Allem die Vornahme von Versuchen über die Zähigkeit, bezw. Deformationsfähigkeit von Probestücken, welche aus den zu vergleichenden Materialien hergestellt und gleichmäßigen Biegeproben u. s. w. unterzogen werden. Das Comité hat zu diesem Zwecke in Kladno, Teplitz, Witkowitz und in Donawitz zahlreiche Parallel-Versuche mit Probestücken aus Schweisseisen, Thomas-, Bessemer- und basischem Martin-Flusseisen durchgeführt.

Das Comité-Mitglied Oberingenieur Johann Buberl erstattete über die Ergebnisse der in Kladno-Teplitz vorgenommenen Versuche den nachstehenden Bericht:

„Auf Grund des beobachteten Prozesses der Erzeugung von Thomaseisen und der Proben, welche in der Zeit vom 10. Jänner bis 14. Jänner l. J. in den Eisenwerken zu Kladno und Teplitz mit Schweiss- und Thomaseisen durchgeführt worden sind, lassen sich nachfolgende Schlussfolgerungen ableiten.

1. Die Mischung des Thomaseisens in der Pfanne ist eine gute und da die Ingots nur allmählig durch Nachguss hergestellt werden, ist eine sehr verschiedene Qualität derselben bei ein und derselben Charge nicht zu erwarten.

2. Bei der Raschheit, mit welcher sich der Thomas Prozess entwickelt, ist es nicht möglich, Flusseisen von ganz bestimmter Qualität zu erzeugen; — die Qualität wird jedoch nur innerhalb nicht sehr weiter Grenzen schwanken.

3. Zufolge Punkt 2 ist daher die Classification des erzeugten Thomaseisens nach seinem Härte-, bezw. Zähigkeitsgrade unbedingt nothwendig. Diese Classification erfolgt auf Grund des Resultates der Ohrprobe, der chemischen Analyse und der Zerreissprobe mit Material, welches den zu Beginn und am Ende des Abgusses aus der Pfanne erzeugten Probe-Ingots entnommen wird.

4. Das erzeugte Thomaseisen ist nahezu homogen und sind die Eisenkrystalle ganz dicht aneinander gelagert. Es verhält sich daher dieses Eisen mechanischen Einwirkungen gegenüber in ähnlicher Weise wie andere homogene Körper.

5. Solange der Thomaseisen-Probestab gleichartig ist in seinem Innern und das Gefüge dort nicht verletzt ist, wo die mechanischen Einwirkungen den grössten Einfluss ausüben, bietet der Stab diesen Einwirkungen einen sehr grossen Widerstand und es tritt — namentlich bei Biegungen — kein Bruch, sondern nur eine Formveränderung ein.

6. Wenn jedoch bei Biegungen an der Stelle, wo die Spannungen am grössten sind, eine Ungleichförmigkeit im Gefüge oder eine Verletzung des Massenzusammenhanges vorhanden ist, so erfolgt bei fortgesetzter Beanspruchung der Bruch momentan und nahezu auf die ganze Ausdehnung des Querschnittes, während in einem solchen Falle bei Schweiss-

eisen ein größerer Theil des Querschnittes noch zusammenhängend bleibt.

7. Gestanzte, nicht ausgeriebene Löcher und Scheerschnitte zeigten bei den Biegeproben ihren ungünstigen Einfluss in gleicher Weise wie Verletzungen, welche durch Einmeisselung oder durch eine gehobelte Rinne hervorgebracht worden sind.

8. Dagegen wurde ein ungünstiger Einfluss nicht beobachtet, wenn die Löcher gebohrt und die Seiten der Probekörper gehobelt, gefeilt oder abgefräst waren.

9. Wenn Stäbe aus Thomaseisen und Schweisseisen gleiche Verletzungen ihrer Querschnitte erhalten und an den verletzten Stellen senkrecht zur Walzrichtung auf Biegung beansprucht werden, so zeigt der Thomaseisenstab bis zum Eintritte des Bruches einen größeren Widerstand als der Schweisseisenstab, dagegen bricht ersterer in zwei getrennte Theile, wogegen bei letzterem oft noch der halbe Querschnitt zusammenhängt.

10. Wenn die Biegung parallel zur Walzrichtung stattfindet, so zeigt das Thomaseisen nahezu das gleiche Verhalten wie bei der Biegung senkrecht zur Walzrichtung. Der Biegungswiderstand des Thomaseisens parallel zur Walzrichtung ist daher bedeutend größer als bei dem Schweisseisen."

Die Versuche, welche in den Hüttenwerken zu Witkowitz und Donawitz am 20. und 21. Februar, bezw. am 10. und 11. April 1888 mit Probestücken aus Schweisseisen, Thomas-Flusseisen, Bessemereisen und basischem Martin-Flusseisen abgeführt wurden, ergaben für das Verhalten der untersuchten Materialien die im Folgenden kurz zusammengefassten Resultate:

1. Sowohl Thomas- als auch basisches Martin-Flusseisen zeigt bei unverletzter Oberfläche des Versuchsstückes ein vorzüglich zähes Verhalten.

2. Bei Verletzung der Oberfläche der Versuchsstücke durch Einkerbung mittelst Meisselhieben oder durch das Stanzen von Löchern wird die Deformationsfähigkeit beider Flusseisenarten ebenso wie auch beim Schweisseisen erniedrigt. Die weicheren Sorten des Thomas-Flusseisens erwiesen sich in dieser Hinsicht empfindlicher, als jene des Martin-Flusseisens.

Ersteres brach nach Erreichung eines gewissen Biegungswinkels meist plötzlich und gänzlich mit feinkörniger Bruchfläche.

Das weiche Martin-Flusseisen ertrug nicht nur weitergehende Biegungen, es blieb auch meist ein Theil des Bruchquerschnittes zusammenhängend; der Bruch selbst zeigte oft eine feine, schöne Sehne.

3. Die Festigkeit gegen Zug und die Bruchdehnung erwies sich bei beiden Flusseisenarten ziemlich gleichwertig. Die Walzrichtung hatte auf die Größe der Zugfestigkeit und die Bruchdehnung entweder nur einen sehr geringen oder gar keinen Einfluss.

4. Beide Flusseisenarten übertrafen das Schweisseisen an Gleichmäßigkeit des Verhaltens; insbesondere gilt das von dem Einflusse der Walzrichtung auf die Größe der Bruchdehnung.

5. Die Zugfestigkeit B und die Bruchdehnung Δ ergab für die verschiedenen Materialien die nachfolgenden Werte:

a) Für das Material von Kladno und Teplitz:

Puddel-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$B = 3680\ kg/cm^2$, $\Delta = 20\,\%$;

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3040\ kg/cm^2$, $\Delta = 4{\cdot}5\,\%$.

Thomas-Flusseisen:

$B = 4070\ kg/cm^2$, $\Delta = 19{\cdot}6\,\%$.

b) Für das Material von Witkowitz:

Schweisseisen, parallel zur Walzrichtung:

$B = 3550\ kg/cm^2$ bis $3810\ kg/cm^2$, $\Delta = 22{\cdot}9$ bis $26{\cdot}5\,\%$;

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 2580\ kg/cm^2$ bis $3450\ kg/cm^2$, $\Delta = 2{\cdot}9\,\%$ bis $11{\cdot}1\,\%$.

Thomas-Flusseisen:

Universal-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$B = 3910\ kg/cm^2$, $\Delta = 30\,\%$;

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3990\ kg/cm^2$, $\Delta = 22\,\%$;

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$B = 3880\ kg/cm^2$, $\Delta = 29{\cdot}6\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3840\ kg/cm^2$, $\Delta = 28{\cdot}2\,\%$.

Basisches Martin-Flusseisen:

Universal-Eisen, parallel zur Walzrichtung:

$B = 4100\ kg/cm^2$, $\Delta = 27{\cdot}4\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 4230\ kg/cm^2$, $\Delta = 16{\cdot}0\,\%$;

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$B = 4290\ kg/cm^2$, $\Delta = 25{\cdot}5\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 4190\ kg/cm^2$, $\Delta = 22{\cdot}4\,\%$.

c) Für das Material von Donawitz:

Schweisseisen:

Blech, parallel zur Walzrichtung:

$B = 3340\ kg/cm^2$, $\Delta = 27\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3370\ kg/cm^2$, $\Delta = 9\,\%$,

Flacheisen, parallel zur Walzrichtung:

$B = 4190\ kg/cm^2$, $\Delta = 24\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 4270\ kg/cm^2$, $\Delta = 22{\cdot}5\,\%$.

Basisches Martin-Flusseisen:

Kohlenstoffgehalt $C = 0{\cdot}14\,\%$;

parallel zur Walzrichtung:

$B = 3580\ kg/cm^2$, $\Delta = 27\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3590\ kg/cm^2$, $\Delta = 30{\cdot}6\,\%$,

Kohlenstoffgehalt $C = 0{\cdot}11\,\%$;

parallel zur Walzrichtung:

$B = 3360\ kg/cm^2$, $\Delta = 30\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3310\ kg/cm^2$, $\Delta = 28{\cdot}5\,\%$,

Kohlenstoffgehalt $C = 0{\cdot}10\,\%$;

parallel zur Walzrichtung:

$B = 3310\ kg/cm^2$, $\Delta = 30\,\%$,

senkrecht zur Walzrichtung:

$B = 3410\ kg/cm^2$, $\Delta = 29{\cdot}5\,\%$.

Die Ergebnisse dieser Beobachtungen und Versuche haben wesentlich zur Bestärkung der Ansicht beigetragen, dass das basische weiche Martin-Flusseisen sich zu Brückenconstructionen besser eigne als das weiche Thomas-Flusseisen.

II. Allgemeines über die Biegungs- und Bruchversuche mit zusammengesetzten Trägern.

Zur sicheren Beurtheilung der Eignung eines Materials zu Constructionszwecken gibt es kein zuverlässigeres Mittel, als die Vornahme von Belastungsversuchen, bei welchen das Verhalten des betreffenden Materials in Constructionen von gleichartiger Beschaffenheit mit jenen, zu welchen das Material herangezogen werden soll, zur Beobachtung gelangt.

Diese Beobachtungen werden jedoch nur dann zu augenfälligen Resultaten führen, wenn die Versuchs-Belastungen bis zur gänzlichen Formveränderung, bezw. bis zum Bruche des Versuchsobjectes fortgeführt werden.

Aber nicht nur für die Beurtheilung des Materiales an und für sich, sondern auch für die Erkenntnis der Wechselbeziehung zwischen Material und den Einzelheiten der Construction sind derartige Versuche von dem größten Werthe. In dieser Hinsicht ist zu bemerken, dass diese Einzelheiten der Brückenträger den Festigkeits-Eigenschaften des Constructions-Materiales angepasst sein müssen, wenn die Leistungsfähigkeit desselben rationell ausgenutzt werden soll. Wo das nicht der Fall ist, können örtliche Ueberanstrengungen erzeugt werden, welche bei den bis zum Bruche fortgeführten Belastungen des Versuchsobjectes in Erscheinung treten würden.

Aus Versuchsergebnissen, welche an einfachen Probestäben gewonnen wurden, darf nicht ohneweiters auf das Verhalten desselben Materiales in einer zusammengesetzten und durch Nietung verbundenen Construction geschlossen werden. Der Einfluss der Anordnung und der Anarbeitung auf die Widerstandsäusserungen derartiger Träger kann zuverlässig nur durch geeignete Versuche ermittelt werden. Mängel des Materiales, insbesondere die Ungleichartigkeit desselben in den verschiedenen die Construction zusammensetzenden Elementen, werden am augenfälligsten bei Bruchversuchen in Erscheinung treten.

Auch im Hinblicke auf die vielbesprochenen Versuche, welche zu Ende der Siebziger Jahre in der Harkort'schen Brückenbauanstalt in Duisburg und von der Gesellschaft Union zu Dortmund mit genieteten Trägern aus Bessemer Material ausgeführt worden sind und deren Resultate so ungünstig ausfielen, dass das Vertrauen der Constructeure in die Verlässlichkeit dieses Materiales dauernd erschüttert wurde — erschien es nöthig, jenen Versuchen solche mit Trägern anderen Materials entgegenzusetzen und damit die Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit desselben zu erweisen.

Für die Wahl der Größe und der Anordnung der Versuchsträger war die Erwägung massgebend, dass es sich um Einführung eines Materiales in den Brückenbau handelte, über welches bisher in dieser Verwendung nur wenige und unzureichende Erfahrungen vorlagen. Es musste daher für die Versuchsträger eine Construction gewählt werden, welche den üblichen Constructionen der Brückenträger gleichartig war, welche also aus Constructions-Elementen des Brückenbaues zusammengesetzt und in der Detailanordnung den Brückenträgern entsprechend ausgeführt worden ist.

Bestimmend für die Größe der Versuchsobjecte war einerseits das Verlangen, diese Träger in möglichster Größe zur Ausführung zu bringen, anderseits musste jedoch im Hinblicke auf die hievon abhängige Größe des Belastungs-Apparates, welche nicht in's Uebermäßige getrieben werden durfte, deren Größe entsprechend beschränkt werden.

Das Comité beschloss daher, den Versuchsträgern die Stützweite von 10·0 *m* zu geben, dieselben nach dem System der Parallelträger, und zwar zunächst als Fachwerkträger zu construiren und die Anordnung der Belastungen so zu treffen, dass die Träger in ihrer Mitte centrisch durch die isolirt wirkende Versuchslast auf Biegung in Anspruch genommen werden.

Die Leistungsfähigkeit des Belastungs-Apparates musste alsdann der Größe des rechnungsmäßigen Bruchwiderstandes der Versuchsträger angemessen werden.

III. Die Versuchsträger. (Taf. XVII.)

a) Die Fachwerksträger.

Die von den Comité-Mitgliedern Herrn L. Huss und S. Wagner beantragte und vom Comité angenommene Type für diese Träger zeigt einen Parallel-Fachwerksträger von 10·0 *m* Stützweite und 1·2 *m* Höhe. Derselbe ist in acht gleiche Fächer von je 1·25 *m* Weite getheilt; das Fachwerk besteht aus gekreuzten Zug- und Druck-Diagonalen und Vertikalständern. Die Gurten sind im Querschnitte ⊤-förmig gestaltet und bestehen aus zwei Winkeleisen von $\frac{70.70}{8}$, einem Stehbleche von 250 × 8 und im stärkst beanspruchten Theile des Druckgurtes ausserdem noch aus einer Gurtlamelle von 160 × 8. In den Endfeldern sind die Stehbleche weggelassen und statt dessen Knotenbleche eingeschaltet. Die Zug-Diagonalen sind aus Flacheisen von 110 × 8, die im Querschnitt ⊤förmigen Druck-Diagonalen sind aus je zwei Winkeleisen von $\frac{60.60}{8}$ gebildet.

Die Vertikalständer bestehen aus je zwei Winkel-Eisen von $\frac{60.60}{8}$, welche im Querschnitt kreuzweis ┐└ angeordnet sind; End- und Mittelständer, im Querschnitte kreuzförmig gestaltet, bestehen aus je vier Winkeleisen von $\frac{60.60}{8}$. Die Verbindungsnieten erhielten durchwegs 18 *mm* Durchmesser.

Je zwei derartige Träger sind mittelst Querverbänden und die Druckgurte mittelst eines horizontalen Fachwerksverbandes zu einem Trägerpaare vereinigt.

Die Dimensionirung der Fachwerksträger erfolgte in der üblichen Weise unter Annahmen, welche ungefähr den für leichte Eisenbahnbrücken gleicher Stützweite geltenden Bestimmungen entsprechen. Der gefährliche Querschnitt liegt im Zuggurte, und zwar neben der mittleren Vertikalen des Trägers, zwischen dieser und den Anschlussnieten der Diagonalen.

b) Der vollwandige Versuchsträger.

Für diese Träger nahm das Comité die von seinem Mitgliede Professor Brik entworfene Construction an. Der Vollwandträger erhielt demnach bei der normalen Stützweite von 10·0 *m* die Stehblechhöhe von 800 *mm* auf 10 *mm* Dicke. Die Gurten wurden gebildet aus je zwei Winkel-Eisen von $\frac{70 \cdot 70}{8}$ und von zwei Gurtlamellen zu je 160 × 8, welche jedoch entsprechend der Momentenlinie abgesetzt wurden. Zug- und Druckgurt erhielten gegen die Längenachse des Trägers eine symmetrische Anordnung.

Die Vertikalsteifen waren in gleichen Entfernungen von je 1·25 *m* angeordnet und bestanden aus je zwei Winkeleisen von $\frac{60 \cdot 60}{8}$, welche zu beiden Seiten des Stehbleches, und zwar kreuzweise (┐└) gestellt waren und die Vertikalschenkel der Gurtwinkel übergriffen. Zur Vermeidung der Kröpfungen waren denselben Flacheisen von 60 × 8 unterlegt.

Das Stehblech erhielt drei Stöße, welche an die Orte der Vertikalsteifen verlegt und in der üblichen Weise mittelst beiderseitigen Laschenblechen gedeckt wurden. Die Stöße der Gurtwinkel wurden mittelst Stoßwinkeln direct gedeckt.

Je zwei Träger wurden in ähnlicher Weise wie die Fachwerkträger mittelst Querverbänden und die gedrückten Gurte mittelst eines horizontalen Doppelfachwerks zu einem Trägerpaare vereinigt.

Das Tragvermögen dieses Trägers ist etwas geringer als das des vorerwähnten.

c) Der alte Blechträger.

Das Comité-Mitglied Herr E. Gaertner spendete die Träger einer alten Blechbrücke, welche im Jahre 1870 erbaut wurde und während eines Jahres als provisorische Brücke über das Kaiserwasser bei Wien im Eisenbahnbetriebe gestanden und seitdem im Bauhofe gelagert war.

Diese Träger, welche 14·1 *m* lang waren, wurden auf 10·3 *m* zugerichtet und mit entsprechenden Querverbänden und einem horizontalen Längsverbande zu einem Trägerpaare vereinigt und zu Versuchsträgern hergerichtet.

Die Träger bestehen aus je einem Stehbleche von 500 × 4 und zwei Gurten, welche aus je zwei Winkeleisen von $\frac{65 \cdot 45}{7}$ und aus drei Gurtlamellen von je 220 × 4 zusammengesetzt sind. Die letzteren sind gegen die Trägermitte unsymmetrisch abgesetzt.

IV. Die Belastungs-Vorrichtungen. (Taf. XVIII.)

Die Vorrichtungen zur Vornahme der Belastungs- und Bruchversuche mit den Probeträgern wurden von dem Comité-Mitgliede Herrn Sigmund Wagner, Chef-Ingenieur der Brückenbauanstalt Ig. Gridl, entworfen.

Das rege Interesse, welches Herr Ig. Gridl derartigen Unternehmungen stets entgegenbrachte, bewog denselben, sowohl die Ausführung unentgeltlich zu übernehmen, wie auch dem Comité in seinem Etablissement einen Platz anzuweisen, an welchem sowohl der Apparat zur Aufstellung gelangen, wie die Proben selbst durchgeführt werden konnten. Mit Rücksicht auf diese Oertlichkeit, wie die Dimensionirung der, den Proben zu unterziehenden Träger wurde die Anordnung des Apparates getroffen.

Das Versuchsobject, welchem die Belastungsvorrichtung angepasst wurde, besteht aus je zwei, in einem Achsen-Abstande von 1·2 *m* von einander liegenden Parallelgitterträgern von 10·0 *m* Stützweite und 1·20 *m* theoretischer Höhe, und sind diese Träger in allen Knotenpunkten durch kräftige Querverbindungen und einen Windverband miteinander vereinigt.

Fig. a (Taf. XVIII) zeigt schematisch die Anordnung des Versuchsapparates. Durch Aufbringung von Gewichten im Endpunkte *C* des ungleicharmigen Hebels *CD* wurde an dem Auflagerpunkte *A* des Versuchsträgers *AB* die einer bestimmten Inanspruchnahme desselben entsprechende Auflager-Reaction hervorgebracht, während in der Trägermitte der doppelt so große Druck auf den Kolben der hydraulischen Presse geäussert wird.

Dieser Druck auf den Kolben der Presse wurde durch eine seitlich aufgestellte Handpumpe, welche sammt der Rohrleitung bis auf eine Spannung von 200 Atmosphären geprüft war, ausgeübt.

Der Presscylinder findet seine Lagerung in einem armirten Trägerpaare *E, F, G,* welches in einem soliden, gemauerten Fundament eingebaut, in den Punkten *E* und *F* steif construirte Verankerungen aufnimmt, die sich mit dem rechtsseitigen Auflagerpunkte *B* des zu untersuchenden Trägers und dem rechten Endpunkte des Hebels *CD* verbinden, ausserdem mit dem bestehenden Holzgebälke verschraubt sind und so einen vollkommen geschlossenen Rahmen bilden, welcher dem Probeträger an seinen Enden als solide Führung dient.

Ist nun die auf einer Wagschale im Endpunkte *C* aufgebrachte Last, welche der zu erreichenden Inanspruchnahme des zu untersuchenden Trägers entspricht, im Gleichgewichte mit der im Presscylinder und Pumpe herrschenden Spannung, so stellt sich der Hebel *CD* horizontal und kommt mit seinem Endpunkte *C* in Contact mit einem elektrischen Läutewerke, welches so lange meldet, als diese Spannung erreicht bleibt.

Zur Controle wurde auch noch an der Pumpe ein probirter Manometer von Schäfer und Budenberg angebracht und darauf die Spannung in Atmosphären abgelesen, welche sich bis auf eine, sich constant bleibende Differenz, stets übereinstimmend zeigte.

Das Aufbringen der Belastung und Entfernen derselben erfolgte so, dass hiebei keinerlei Stoßwirkungen auf das Versuchsobject übertragen wurden.

Die Ablesung der Durchbiegungen der Gurten und Abweichungen der Trägerwände geschah in jeder einzelnen Belastungsphase mittelst Nonius an jeder einzelnen Vertikalen beider Träger.

Die Dimensionirung des Probe-Apparates erfolgte auf Grund der Annahme, dass die Belastung des zu untersuchenden Objectes bis zum Bruche getrieben werden kann und wurde daher die ganze Anlage auf eine Bruchfestigkeit des Materiales von 4000 kg/cm^2 basirt.

V. Die Versuche und deren Ergebnisse.

Hinsichtlich der Anarbeitung der Träger ist zu bemerken, dass die Nietlöcher gestanzt und 2 *mm* nachgerieben, die Nietung selbst an den Gurten mittelst hydraulischer Nietmaschinen, an den Knotenpunkten mittelst Handnietung ausgeführt wurde; die Zurichtung der einzelnen Stücke geschah mittelst Scheerenschnitt.

Ausgenommen hievon waren jedoch die beiden Versuche, welche zur Ermittlung des Einflusses der Güte der Anarbeitung besondere Anarbeitung zur Bedingung hatten, worauf später zurückgekommen werden wird.

Ein Ausglühen der Flusseisentheile fand nicht statt und wurden diese überhaupt nicht anders behandelt, als bei Schweisseisen üblich ist. Die Nieten bestanden in jedem Falle aus dem Materiale der Träger.

Bei der Durchführung der Biege- und Bruchversuche ist nach dem folgenden Programme vorgegangen worden:

1. Die Belastungen wurden nach den Spannungen der Zuggurte in den dem Mittelständer nächst gelegenen Fächern geregelt, so zwar, dass die erste Belastung daselbst eine Spannung von 400 kg/cm^2 hervorbrachte und jede folgende Belastung eine Steigerung dieser Spannung um je 200 kg/cm^2 bewirkte. Für die Bemessung dieser Spannungen und der dieselben bewirkenden Belastungen waren die nach der gewöhnlichen Berechnungsmethode ermittelten Spannungswerte maßgebend.

2. Jede Belastung blieb während einiger Minuten erhalten, worauf entweder vollständige Entlastung folgte, in welchem Zustande die Träger wieder einige Minuten verblieben, oder die Belastung auf die nächst höhere Stufe erhöht wurde.

3. Die Wirkung einer jeden Belastung gelangte durch eine möglichst genaue Messung der vertikalen Durchbiegungen der Träger, bezw. der seitlichen Ausbiegung einzelner Fachwerkstäbe zur Beobachtung. Zu diesem Zwecke waren in den Mitten der einzelnen Vertikalständer hervorstehende Höhenmarken befestigt, deren Abstände von einem dünnen, längs dem Träger straff gespannt erhaltenen Stahldrahte gemessen wurden. Die Messung erfolgte mit genauen metallenen Schubermaßstäben, deren Nonien Ablesungen von 0·1 *mm* gestatteten. Diese Messungen fanden nach jeder Belastung statt, so dass die jedesmalige Gestalt der deformirten Trägerachse bestimmt werden konnte.

4. Sobald bleibende Deformationen wahrnehmbar wurden, erfolgte vor jeder höheren Belastungsstufe eine vollständige Entlastung und wurde die bleibende Durchbiegung gemessen.

5. Bei den höheren Belastungen wurden allenfalls auftretende Erscheinungen von Verschiebungen der Nieten, Verbiegungen einzelner Theile u. s. w. beobachtet.

6. Ausser diesen Beobachtungen wurden an verschiedenen Organen der Träger Dehnungsmessungen mit Fränkel'schen Dehnungszeichnern vorgenommen.

Die Ergebnisse der Messungen und Beobachtungen sind am Schlusse in den Tabellen I—X zusammengefasst, sowie auf Taf. XIX graphisch dargestellt. Ferner sind auf Taf. XX die Bruchstellen der Versuchsträger nach den genauen Aufnahmen gezeichnet.

VI. Auswertung der Versuchs-Ergebnisse.

Das Verhalten der einzelnen Träger unter dem Einflusse der verschiedenen Belastungen kann am besten zur Anschauung gebracht werden durch eine graphische Darstellung, in welcher die von den Belastungen hervorgebrachten größten Durchbiegungen aufgetragen sind. Zu diesem Zwecke wurden — auf ein rechtwinkeliges Achsenkreuz bezogen — die Drücke A als Ordinaten und die denselben entsprechenden Durchbiegungen als Abscissen aufgetragen. Die so entstandenen Diagramme (Taf. XIX) geben ein übersichtliches Bild der Deformationen der Träger für die verschiedenen Belastungsstufen und ermöglichen die ziffermäßige Ermittlung ihres Gesammt-Leistungsvermögens insbesondere auch hinsichtlich des Widerstandes gegen Stoßwirkungen und lebendige Kräfte überhaupt.

Werden ausserdem noch die bleibenden oder plastischen Durchbiegungen in die Diagramme eingetragen, so wird in dem so entstehenden Linienzug ein Bild erhalten, welches für die Beurtheilung des Leistungsvermögens und des individuellen Charakters der Träger von ausgezeichneter Bedeutung ist.

a) Die bleibenden Formänderungen.

Um den Beginn und das Wachsen der „bleibenden" Durchbiegungen beobachten zu können, wurden die Träger nach der jeweilig erreichten und vorausbestimmten achsialen Gurtspannung, welche während einer gewissen Zeitdauer in Wirkung belassen wurde, wieder vollständig entlastet, so dass die Träger wiederholten, stufenweise erhöhten und bis zum Bruche fortgesetzten Belastungen oder eigentlich Belastungswechseln ausgesetzt waren.

Mit Hilfe der Diagramme für die bleibenden Durchbiegungen kann nicht nur in vorzüglicher Weise jene wichtige Eigenschaft des Materials, welcher es namentlich für Brückenconstructionen nicht entbehren darf: die „Zähigkeit" und deren Maß, bestimmt werden, sondern sie ermöglichen auch eine scharfe Bestimmung einer sehr wichtigen Spannungsgrenze, deren Ueberschreitung eine Charakteränderung des Materials zur Folge hat.

Die „bleibenden" Formänderungen stellen sich dar als das Resultat einer hiefür aufgebrachten Arbeit: Der Arbeit der bleibenden oder „plastischen" Formänderung.

Der Widerstand gegen diese plastische Deformation beruht auf einer besonderen Eigenschaft der Materie, deren Ursache in molecularen Zuständen und der damit im Zusammenhang stehenden Cohäsion zu suchen ist. Dieser Widerstand stellt für jedes Material ein der Größe nach beschränktes Leistungsvermögen dar, welches durch den zu seiner Ueberwindung erforderlichen Aufwand an mechanischer Arbeit gemessen werden kann.

Wenn sonach durch Einwirkung einer Belastung eine bleibende Formveränderung hervorgebracht wird, so entspricht die hiezu aufgebrauchte Arbeit zugleich einem ebenso großen Verluste an ursprünglichem plastischen Arbeitsvermögen.

Jede neue, einen Zuwachs an bleibender Formänderung bewirkende Anstrengung vermindert dieses Vermögen, so dass durch wiederholte derartige Inanspruchnahmen dasselbe endlich gänzlich aufgezehrt und damit der Bruch herbeigeführt wird.

Tabellarische Zusammenstellung der wichtigsten Versuchs-Ergebnisse.

		Trägerconstruction und Bezugsquelle des verwendeten Materials	Zugfestigkeit (d. Probestäbe durchschnittl.)	Bruchdehnung (d. Probestäbe durchschnittl.)	Bruchspannung	Deformationsarbeit je eines halben Trägers	
						plast.	elast.
			kg/cm²	%	kg/cm²	t/cm	
Fachwerkträger	I	Thomas Fl. E., Kladno ..	3860	25·4	2600 / 2960	42·8	34·6
	II	Martin Fl. E., Kl.-Tepl. .	4180	21·7	3300 / 3760	195·5	34·7
	III	Schweisseisen, Donawitz .	4200	23·4	2760 / 3050	109·5	32·0
	IV	Martin Fl. E., Witkowitz	4660	26·2	3600 / 3920	110·5	78·1
	V	Martin Fl. E., Donawitz	3870	27·7	3060 / 3480	134·4	41·0
	VI	M. Fl. E., Teschen minder sorgfält.	3830	27·5	2800 / 3180	134·7	33·6
	VII	M. Fl. E., Teschen, sorgfält.	3875	23·6	3300 / 3760	292·8	49·6
	VIII	Schweisseisen, böhmisch ..	3515	11·4	2800 / 3190	48·0	28·1
Blechträger	IX	Martin Fl. E. Donawitz .	3880	23·9	*) 3200	37·3	30·1
	X	Alter Brückenträger	—	—	3000	12·5	23·9

Zu I bis VIII. In der Rubrik Bruchspannung bedeutet die obere Ziffer die Spannung bei der Bruchbelastung im Zuggurte des 4. bezw. 5. Faches, die untere jene in dem gefährlichen Querschnitte.

Aus diesen Versuchs-Resultaten lässt sich Folgendes zusammenfassen:

1. Das Verhältnis der Bruchspannung der Versuchsträger zur reinen Zugfestigkeit des Trägermateriales war:
Für Martin-Flusseisen 83% bis 97%;
„ Thomas-Flusseisen 75%;
„ steierisches Schweisseisen 73% und
„ böhmisches Schweisseisen 90%.

2. Die Arbeit der plastischen Deformation erreichte ihr Maximum bei den Trägern aus Martin-Flusseisen mit sorgfältiger Anarbeitung, und zwar den Wert von 292·8 *t/cm*; das Minimum wurde von den Trägern aus Thomas-Flusseisen mit 42·8 *t/cm* geleistet.

3. Die elastischen Deformationen zeigten für die verschiedenen Fachwerkträger aus Flusseisen bei den gleichen Belastungen nur geringe Verschiedenheiten.

Die bleibenden Durchbiegungen weisen dagegen große Unterschiede auf, je nach der Zähigkeit oder Plasticität des Materiales und der Sorgfalt der Anarbeitung.

Der Einfluss der Güte der Anarbeitung.

Die Versuche VI und VII geben Aufschluss über den Einfluss der Anarbeitung auf die Widerstandsfähigkeit der Träger.

Das Material für beide Träger war von derselben Herkunft, hatte eine nur wenig verschiedene chemische Zusammensetzung und nahezu die gleiche durchschnittliche Festigkeit.

*) Die totale Deformation trat bei 3·2 t/cm², jedoch ohne Bruch ein.

Bei der Anarbeitung des einen Trägerpaares — als „minder sorgfältig" bezeichnet — erfolgte das Lochen der Nietlöcher mittelst des „Stanzens". Das Nachreiben der Nietlöcher war auf das Notwendigste beschränkt und wurde nur so weit ausgeführt, als zum Zusammenpassen für die Nietarbeit unumgänglich erforderlich war. Die Nietarbeit war vorwiegend Handnietung.

Bei der Anarbeitung des zweiten — als „sorgfältig" bezeichneten Trägerpaares wurden alle Nietlöcher genau gebohrt, die Nieten mit hydraulischen Maschinen gesetzt.

Die Resultate dieser beiden sehr wichtigen Versuche sind die folgenden:

Die Bruchfestigkeiten verhalten sich zu einander wie: 1 : 1·21, d. h. der Träger mit sorgfältiger Anarbeitung ergab eine um 21% größere Bruchfestigkeit.

Die elastischen Einsenkungen sind in beiden Fällen unter den gleichen Belastungen nur wenig von einander verschieden; die bleibenden dagegen waren bei den Trägern mit minder sorgfältiger Anarbeitung stets und bei größeren Spannungen bedeutend größer, als bei den Trägern mit sorgfältiger Anarbeitung. Bei Vergleich der totalen plastischen Deformationsarbeit ergibt sich das Verhältnis der sorgfältigen Anarbeitung zur minder sorgfältigen Anarbeitung wie 217 : 100.

VII. Zusammenfassung der Ergebnisse.

1. Die chemische Analyse des Martin-Flusseisens der Versuchsträger ergab für den Gehalt an fremden Bestandtheilen folgende Grenz- und Mittelwerte:

	Si %	*Mn* %	*P* %	*S* %	*Cu* %	*C* %
Minimum	0·008	0·215	0·025	0·008	0·004	0·039
Maximum	0·086	0·482	0·119	0·085	0·183	0·183
im Mittel	0·024	0·342	0·048	0·035	0·060	0·101

2. Die Untersuchung der Festigkeits-Eigenschaften des Martin-Flusseisens der Versuchsträger aus den Probestäben erwies die folgenden Grenz- und Mittelwerte für die Zugfestigkeit und Bruchdehnung:

	Zugfestigkeit kg/cm²
Minimum	3540
Maximum	4850
im Mittel	4060

	Bruchdehnung auf 200 m/m %
Minimum	9·75
Maximum	34·5
im Mittel	25·6

Insbesondere ergaben sich die nachstehenden durchschnittlichen Werte für die Zugfestigkeit der Materialien der Versuchsträger:

Vers. I. Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz .... $B = 3860$ *kg/cm²*
„ II. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz .... $B = 4180$ „
„ III. Steierisches Schweisseisen ...... $B = 4200$ „

Vers. IV. Martin-Flusseisen von Witkowitz $B = 4660$ *kg/cm²*
„ V. Martin-Flusseisen von Donawitz $B = 3870$ „
„ VI. Martin-Flusseisen von Teschen . . $B = 3830$ „
„ VII. Martin-Flusseisen von Teschen . . $B = 3875$ „
„ VIII. Böhm. Schweisseisen (Handelswaare) . . . . $B = 3515$ „
„ IX. Martin-Flusseisen der Alp. Montan-Gesellschaft . . . . $B = 3880$ „

Die durchschnittliche procentuale Bruchdehnung parallel zur Walzrichtung auf 200 *mm* Länge bezogen, betrug:

Zum Vers. I Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz . . . . $\Delta = 25{\cdot}4$ Procent
„ „ II. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz . . . . $\Delta = 24{\cdot}7$ „
„ „ III. Steierisches Schweisseisen . . . . $\Delta = 23{\cdot}4$ „
„ „ IV. Martin-Flusseisen von Witkowitz . . . . $\Delta = 26{\cdot}2$ „
„ „ V. Martin-Flusseisen von Donawitz $\Delta = 27{\cdot}7$ „
„ „ VI. Martin-Flusseisen von Teschen $\Delta = 27{\cdot}5$ „
„ „ VII. Martin-Flusseisen von Teschen $\Delta = 23{\cdot}6$ „
„ „ VIII. Böhm. Schweisseisen . . . . $\Delta = 11{\cdot}4$ „
„ „ IX. Martin-Flusseisen der Alpinen Montan-Gesellschaft . . . . $\Delta = 23{\cdot}9$ „

Die „Dehnungs-Coëfficienten“, das sind die Quotienten aus der Bruchdehnung in Procent durch die Bruchspannung in *kg/mm²* ergeben sich hiernach:

Zum Vers. I. Für Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz . . . . $\vartheta = 0{\cdot}66$
„ „ II. Für Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz. . . . . $\vartheta = 0{\cdot}59$
„ „ III. Für steierisches Schweisseisen . . . . . . $\vartheta = 0{\cdot}56$
„ „ IV. „ Martin-Flusseisen von Witkowitz $\vartheta = 0{\cdot}56$
„ „ V. „ Martin-Flusseisen von Donawitz . $\vartheta = 0{\cdot}71$
„ „ VI. „ Martin-Flusseisen von Teschen . . $\vartheta = 0{\cdot}71$
„ „ VII. „ Martin-Flusseisen von Teschen . . $\vartheta = 0{\cdot}60$
„ „ VIII. „ böhmisches Schweisseisen . . . . . . $\vartheta = 0{\cdot}32$
„ „ IX. „ Martin-Flusseisen der Alp. Montan-Gesellschaft . . . . $\vartheta = 0{\cdot}62$

Hiernach zeigte das Martin-Flusseisen von Donawitz und Teschen den größten Grad der Zähigkeit, das Martin-Flusseisen von Witkowitz die höchste Festigkeitsziffer.

Die Elasticitäts-Grenzen der untersuchten Materialien sind mit Rücksicht auf die Orte, aus welchen die Versuchsstäbe entnommen wurden, zu beurtheilen, weil sich der Einfluss der Streckung, welche die betreffenden Gurttheile erlitten haben, auf die Höhe der Elasticitäts-Grenzen besonders bemerkbar macht.

Es fanden sich die folgenden Mittelwerte der Elasticitäts-Grenzen.

Vers. I. Für Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz:
bei den minder beanspruchten Theilen 1910 *kg/cm²*
„ „ stärkst „ „ 2010 „
„ II. Für Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz:
bei den minder beanspruchten Theilen 2100 „
„ „ stärkst „ „ 2410 „

Vers. III. Für steierisches Schweisseisen: *kg/cm²*
bei den minder beanspruchten Theilen 1425 „
„ „ stärkst „ „ 2100 „
„ IV. Für Martin-Flusseisen von Witkowitz:
bei den minder beanspruchten Theilen 1940 „
„ „ stärkst „ „ 2625 „
„ V. Für Martin-Flusseisen von Donawitz:
bei den minder beanspruchten Theilen 2205 „
„ „ stärkst „ „ 2250 „

Das Verhältniss der Spannungen an der Elasticitäts-Grenze zu jener der Zugfestigkeit ist hiernach:

Vers. I. Für Kladno-Teplitzer Thomas-Flusseisen 0·50 u. 0·51
„ II. „ Kladno-Teplitzer Martin-Flusseisen . 0·50 „ 0·58
„ III. „ steierisches Schweisseisen . . . . 0·36 „ 0·50
„ IV. „ Witkowitzer Martin-Flusseisen . . . . 0·41 „ 0·56
„ V. „ Donawitzer Martin-Flusseisen . . . . . . 0·57.

Der mittlere Wert dieses Verhältnisses bei Martin-Flusseisen ist daher:

Bei den minder beanspruchten Theilen . . . . . 0·50
„ „ stärkst „ „ . . . . . 0·57.

Die Lage der Elasticitäts-Grenzen jener Stäbe, die aus Gurtstellen entnommen waren, welche in Folge starker Anstrengungen „Streckungen“ erlitten hatten, zeigt gegenüber jenen, deren Material in den Trägern minder beansprucht worden ist, eine wesentliche Erhöhung, wie dies auch den Versuchs-Resultaten Bauschinger's über den Einfluss der Streckungen und der Wirkung der hierauf folgenden Ruhezeit entspricht. Es scheint auch, dass diese Erhöhung der Elasticitäts-Grenze bei zäherem Materiale in geringerem Grade statthat, als bei minder zähem.

So sehen wir bei dem Witkowitzer Material und dem steierischen Schweisseisen, welche einen gleich großen Dehnungs-Coëfficienten $\vartheta = 0{\cdot}56$ hatten, eine Erhöhung der Elasticitäts-Grenze beim ersteren um 36%, beim zweiten um 39%; dagegen zeigt das sehr zähe Donawitzer Martin-Flusseisen gar keine, das ebenfalls sehr zähe Thomas-Flusseisen eine kaum nennenswerte Erhöhung dieses Wertes.

Die Elasticitäts-Grenzen der übrigen Trägermaterialien wurden bestimmt für:

Vers. VI. Martin-Flusseisen von Teschen . . . . . . 1720 *kg/cm²*
und deren Verhältniss zur Zugfestigkeit = 0·44.
„ VII. Martin-Flusseisen von Teschen . . . . . . 1620 „
im Verhältnis zur Zugfestigkeit = 0·42.
„ VIII. Böhmisches Schweisseisen . . . . 1760 „
im Verhältnis zur Zugfestigkeit = 0·5.
„ IX. Martin-Flusseisen der Alpinen Montan-Gesellschaft . . . . 1640 „
im Verhältnis zur Zugfestigkeit = 0·42.

3. Die Bruchspannungen der Fachwerkträger lagen für die thatsächlich schwächsten Querschnitte zwischen 2960 und 3920 *kg/cm²*, das Verhältnis dieser Spannungen zu den reinen Zugfestigkeiten der Materialien ist für:

Thomas-Flusseisen . . . . 75 Procent
Böhmisches Schweisseisen . . . . 90 „
Steierisches Schweisseisen . . . . 73 „
und für Martin-Flusseisen . . . . 83 bis 97 „

4. Die Arbeiten der plastischen Deformation betrugen:

Bei Vers. I. Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz 42·8 t/cm
„ „ II. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz 195·5 „
„ „ III. Steierisches Schweisseisen.........109·5 „
„ „ IV. Martin-Flusseisen von Witkowitz ...110·5 „
„ „ V. Martin-Flusseisen von Donawitz ....134·4 „
„ „ VI. Martin-Flusseisen von Teschen. ....134·7 „
(minder sorgfältige Ausführung)
„ „ VII. Martin-Flusseisen von Teschen......292·8 „
(sorgfältige Ausführung)
„ „ VIII. Böhmisches Schweisseisen.......... 48·0 „

5. Die Qualität der Anarbeitung erwies einen sehr beträchtlichen Einfluss auf die Festigkeit und Zähigkeit der gesammten Träger-Construction

Die Bruchfestigkeit wurde durch sorgfältige Anarbeitung um 21%, die plastische Deformations-Arbeit sogar auf das Doppelte erhöht.

Es kann sonach behauptet werden, dass in Folge der geringeren Sorgfalt bei der Anarbeitung, das ist durch das Stanzen der Nietlöcher ohne entsprechendes Nachreiben und vorwiegender Handnietung bei den Trägern von Versuch VI die Widerstandsfähigkeit des Materiales gegen statische Kraftwirkungen um 21% vermindert, gegen dynamische Wirkungen jedoch auf die Hälfte herabgedrückt worden sei.

Obgleich nun ein derart schädigender Einfluss unsorgfältiger Ausführung sichergestellt erscheint, so haben doch anderweitige geringe Oberflächenfehler und Verletzungen an verschiedenen Orten der Träger eine directe Schädigung ebensowenig wahrnehmen lassen, wie die Operation des Nietens selbst.

6. Der Versuch mit vollwandigen Trägern — sogenannten „Blechträgern“ — aus Martin-Flusseisen erbrachte den Beweis, dass auch in diesem Falle das angewandte Material sich vorzüglich bewährte und frei sei von jenen gefürchteten Eigenschaften, die bei den im Jahre 1876 bei Harkort ausgeführten Versuchen ein so unvortheilhaftes Urtheil über Flussstahlmaterial in derartigen Constructionen veranlassten.

Bei dem Versuche mit diesem Träger gelang es nicht, denselben zum Bruche zu bringen; bei einer maximalen Spannung von 77% der reinen Zugfestigkeit begannen am Druckgurte Knickungs-Erscheinungen aufzutreten, die bei weiterer Steigerung der Belastung zur totalen Deformation des Druckgurtes führten, wobei die Gurtlamellen und Winkeleisen zwischen den Nieten aufgebogen und wie bei Blei gefaltet erschienen, ohne jedoch irgendwo auch die kleinste Spur eines Einrisses zu zeigen.

7. Aus dem Versuche mit alten Trägern, die ein Jahr lang als Brückenträger gedient und sodann etwa 14 Jahre lang im Bauhofe gelagert waren, ergab sich, dass einer dieser Träger bei der maximalen Spannung von 3000 kg/cm^2 brach.

Es scheint hiernach, dass diese Träger an ihrer ursprünglichen Festigkeit durch die allerdings während einer nur kurzen Zeit geleisteten Dienste keine Einbusse erlitten.

Schlussfolgerungen.

Aus den Versuchs-Ergebnissen lassen sich die nachstehenden Schlussfolgerungen ableiten:

1. Ueber das Thomas-Flusseisen.

Obwohl es zweifellos erwiesen ist, dass nach dem Thomas-Verfahren ein vorzügliches Flusseisen von hoher Festigkeit und Dehnbarkeit erzeugt werden kann, so haben dennoch die mit solchem Materiale in Kladno, Teplitz und Witkowitz vorgenommenen Qualitätsproben einerseits die Schwierigkeit, gleichartiges Material einer gewissen Zusammensetzung zu erzeugen, anderseits die große Empfindlichkeit dieses Materiales gegen äussere Verletzungen deutlich erkennen lassen.

Das sehr ungünstige Ergebnis des ersten Versuches mit zusammengesetzten (Fachwerk-) Trägern aus diesem Materiale mag zum Theile der angewendeten Methode der Anarbeitung zugeschrieben werden. Doch ist dieses Resultat vor allem Anderen auf die Ungleichartigkeit, welche im Materiale der Constructions-Elemente in dem meist beanspruchten Theile gefunden wurde, zurückzuführen.

Für Constructionen des Brückenbaues ist jedoch die möglichste Gleichartigkeit des Constructionsmateriales von größter Bedeutung.

Durch das ungünstige Resultat des ausgeführten Versuches ist das Vertrauen in die Verlässlichkeit dieses Materiales für zusammengesetzte Constructionen bei Anwendung der hier üblichen Methode der Anarbeitung erschüttert worden. In Oesterreich ist vorerst auch kein Grund vorhanden, zu demselben für Brückenconstructionen zu greifen, da alle andern Versuche mit Trägern aus Martin-Flusseisen verschiedener Herkunft und aus Schweisseisen bei gleicher Anarbeitung die entschiedene Ueberlegenheit und Verlässlichkeit dieser Materialien gegen das Thomas-Flusseisen nachgewiesen haben.

Dieser Umstand findet auch darin seine Bestätigung, dass die Vertreter der an den Versuchen betheiligten Hüttenwerke nach dem Bekanntwerden dieses Versuchsergebnisses alle weiteren Schritte unterließen, dem Thomas-Flusseisen für die Zwecke von Brücken-Constructionen Geltung zu verschaffen.

2. Ueber das Schweisseisen.

Die aus Schweisseisen verschiedener Qualität hergestellten Versuchsträger haben günstige Versuch-resultate ergeben.

Der Unterschied der Qualität kam jedoch in hervorragender Weise zum Vorscheine bei dem Vergleiche der Arbeiten der plastischen Deformation, also in dem Widerstandsvermögen der Träger gegen lebendige Kräfte. In dieser Hinsicht übertraf das steirische Material das böhmische um mehr als das Zweifache.

Der Vergleich mit den Trägern aus Martin-Flusseisen fällt jedoch entschieden zu Gunsten dieses Materials aus.

Dasselbe überragt das erstere sowohl durch die Gleichmäßigkeit des Widerstandes parallel und quer zur Walzrichtung, als durch große Plasticität.

3. Ueber das basische Martin-Flusseisen.

Durch die ausgeführten Versuche ist der Nachweis erbracht, dass das weiche basische Martin-Flusseisen in ge-

nieteten Träger-Constructionen, d. i. bei Fachwerk- und Vollwandträgern gewöhnlicher Anarbeitung sich als vorzügliches Constructionsmateriale bewährte. Hinsichtlich der gleichmäßigen — von der Walzrichtung nicht beeinflussten — Festigkeit, Zähigkeit und insbesondere in seinem plastischen Arbeitsvermögen übertrifft dasselbe das Schweisseisen in hohem Grade.

Die Qualität der Anarbeitung und Nietung, insbesondere die Methode der Lochung, ist von bedeutendem Einfluss auf die Grösse des Widerstandsvermögens dieses, sowie gewiss auch anderen Eisenmaterials; dennoch haben anderweitige kleine Oberflächenfehler, kalte Bearbeitung und die Operation des Nietens bei den Versuchsträgern eine Schädigung der Widerstandsfähigkeit des weichen basischen Martin-Flusseisens nicht wahrnehmen lassen.

Aus dem Angeführten folgt, dass das weiche basische Martin-Flusseisen zur Herstellung von genieteten Brückenconstructionen vollkommen geeignet ist.

Es ist wünschenswerth, dass die Lochungen durch „Bohren“ ausgeführt werden. Bei Anwendung des Stanzens jedoch müssen die Nietlöcher durch maschinell betriebenes Nachbohren um mindestens 2 *mm* erweitert werden.

Zur Kennzeichnung der Qualität des basischen Martin-Flusseisens, welches bei den Versuchsträgern zur Anwendung kam, wird beigefügt, dass die chemisch fremden Beimengungen im Mittel betrugen an:

Kohlenstoff:	0·101 %,
Mangan:	0·340 „
Phosphor:	0·048 „
Schwefel:	0·035 „
Silicium:	0·024 „
Kupfer:	0.080 .

Die durchschnittliche Festigkeit gegen Zug wurde mit 4050 *kg/cm*² und die durchschnittliche Bruchdehnung auf 200 *mm* mit 25·6 % gefunden.

Anträge des Comités.

Im Hinweis auf die vorangehenden Schlussfolgerungen unterbreitet das Comité die folgenden Anträge:

1 Das weiche basische Martin-Flusseisen ist zur Herstellung von Brückenconstructionen als vollkommen geeignet anzuerkennen.

2. Das zu Brückenconstructionen zu verwendende Martin-Flusseisen soll für ein und dasselbe Bauwerk gleichmässige Festigkeits-Eigenschaften, und zwar eine Zugfestigkeit von 3500 *kg* per *cm*² bei einer Minimal-Bruchdehnung von 25 % auf 200 *mm* bis 4500 *kg* per *cm*² bei einer Minimal-Bruchdehnung von 20 % auf 200 *mm* bei 5 *cm*² Querschnitt besitzen, sowie genügende Deformationsfähigkeit im kalten und warmen Zustande und bei verletzter Oberfläche der Probestäbe zeigen.

3. Die Anarbeitung der Träger aus Martin-Flusseisen kann in gleicher Weise wie für Schweisseisen geschehen, wobei jedoch für beide Materialien das Bohren der Nietlöcher zu empfehlen ist. Bei gestanzten Löchern muss jedoch das maschinelle Nachbohren mit genau vertikaler Führung des Bohrers um mindestens 2 *mm* vorgenommen werden und ist die maschinelle Nietung in beiden Fällen zu empfehlen.

Ein Ausglühen der gewalzten Stäbe und Bleche vor der Verwendung oder nach den gewöhnlichen Operationen an den Constructionsstücken ist nicht nothwendig.

4. Die Nieten können aus weichem basischen Martineisen-Materiale hergestellt werden.

Wien, am 10. April 1891.

Das Brückenmaterial-Comité:

F. Bischoff, Obmann.

J. Brik. J. Buberl. C. August Ritter von Frey. E. Gaertner. L. Ritter von Hauffe. F. Heindl. E. Heyrowsky. L. Huss, auch Schriftführer. Gust. Oelwein. G. Ritter Rebhann von Aspernbruck. A. Sailler. S. Wagner.

Fachwissenschaftliche Erörterungen zu dem Berichte des Brückenmaterial-Comités über die durchgeführten Versuche mit genieteten Trägern aus Fluss- und Schweisseisen.

Von Prof. Joh. E. Brik.

(Hiezu Tafel XXI und XXII.)

Der in der Vollversammlung vom 2. Mai d. J. erstattete Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Flusseisens zu Brückenbauten enthält in übersichtlicher Darstellung die Geschichte, Beschreibung und die praktisch wichtigen Ergebnisse zahlreicher Materialproben und einer Reihe großer Versuche mit genieteten Fachwerk- und Vollwandträgern aus Fluss- und Schweisseisen.

Diese Versuche wurden ausgeführt, um die Frage nach den Bedingungen der Zulässigkeit des Flusseisens zu Brückenbauten zu beantworten.

Obwohl jener Bericht auf die Mittheilung der wesentlichen Ergebnisse und die hierauf gegründeten Schlussfolgerungen beschränkt bleiben musste, so ist es mit Rücksicht auf die Wichtigkeit und die Bedeutung, welche den durchgeführten Versuchen zweifellos zukommt, angemessen, auch die wissenschaftlichen Grundlagen der gezogenen Schlussfolgerungen, sowie die ausführliche Erörterung der einzelnen Versuche zu veröffentlichen.

Der Verfasser des nachstehenden Aufsatzes hat dem ausführenden Ausschusse des Brückenmaterial-Comités angehört und hatte als dessen Berichterstatter den Beruf, den gesammten Gegenstand, sowie die Arbeiten des Comités eingehend zu studiren, insbesondere das an vielen einzelnen Untersuchungen und Beobachtungen reiche Material zu ordnen, dasselbe sachgemäß auszuwerten und die gefundenen Resultate formell zum Ausdrucke zu bringen.

So entstand unter Mitwirkung des ausführenden Ausschusses der Entwurf eines allgemeinen ausführlichen Berichtes, welchem auch der an den österr. Ingenieur- und Architekten-Verein am 2. Mai d. J. erstattete besondere Bericht des Brückenmaterial-Comités entstammt.

Dem Verfasser schien es unerlässlich, den Versuchen theoretische Untersuchungen an die Seite zu stellen, um

dadurch einerseits den Grad der Uebereinstimmung der theoretischen Resultate mit jenen der Beobachtung zu erproben, anderseits, um einen wissenschaftlichen Maßstab für die Beurtheilung des Verhaltens der Versuchsträger zu erlangen.

Die Theorie ist gegenwärtig nicht nur die Grundlage für die Bestimmung der Querschnittsabmessungen der einzelnen Theile einer zu erbauenden Brücke; sie ist auch der Leitstern und Maßstab für die Beurtheilung der Sicherheit bestehender Brücken. Bei Unfällen, Zusammenbrüchen von Brückenträgern wird, wenn keine äußere sichtbare Ursache wahrnehmbar, zuerst die Theorie zu Rathe gezogen, um mit deren Hilfe die eigentliche Ursache zu erforschen. Man ist befriedigt, wenn gefunden wird, dass die Ursache des Bruches auf die Ueberanstrengung eines Organes, oder im Gegenfalle auf Materialfehler zurückgeführt werden kann.

Die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate hängt ab von der Uebereinstimmung der theoretischen Voraussetzungen mit den wirklichen Verhältnissen. Diese Uebereinstimmung ist jedoch niemals eine vollkommene; sie ist immer nur eine angenäherte und diesem entsprechend auch nur eine wahrscheinliche. Daher dürfen diese theoretischen Resultate auch nur als wahrscheinliche und nicht als absolut wirkliche Werte betrachtet werden.

Der Grad dieser Wahrscheinlichkeit wächst jedoch sowohl mit der Zahl der Beobachtungen und Erfahrungen als auch mit der zunehmenden besonderen Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Constructions-Materials und des Einflusses, welchen die Art der Ausführung ausübt. Vergleichende Versuche mit zusammengesetzten, nach Art der Brückenträger gebauten Tragwerken sind geeignet, die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate für den Brückenbau zu erproben. Die Untersuchung dieser Verhältnisse ist daher ebenso wichtig, wie jene über die Festigkeitseigenschaften des Materials selbst und man kann behaupten, dass für den Constructeur die Zuverlässigkeit theoretischer Resultate völlig gleichwertig mit der Zuverlässigkeit des Constructionsmaterials sei.

I. Theorie der Belastungs-Vorrichtung.

Die für die Versuche bestimmten Balkenträger erhielten eine Stützweite von 10,00 m; je zwei völlig gleich gebaute Träger wurden mittelst regelmäßig vertheilten Querverbänden und in der Ebene der Druckgurte mittelst eines horizontalen Fachwerks, zu einem Trägerpaare vereinigt und in diesem Zustande den Belastungsversuchen unterzogen.

Die Belastungs-Vorrichtung, deren Anordnung und Construction im Berichte des Brückenmaterial-Comités erörtert ist, besteht im Wesentlichen in einer hydraulischen Presse, deren Presskolben unter der Mitte der Versuchsträger angeordnet ist, so dass die Probedrücke als isolirte in den Trägermitten angreifende Kräfte zur Wirkung kommen.

Die Gegendrücke der Widerlager der Versuchsträger werden einerseits durch feste Auflagerung (B), anderseits durch den Druck (D) eines ungleicharmigen Hebels ausgeübt. Der den einerseitigen Gegendruck D bewirkende Hebel wird an seinem freien Ende C derart belastet, bezw. entlastet, dass nach dem Anheben der Träger der jeweilig verlangte Druck in D hervorgebracht werden kann. Der Druck des Presskolbens gegen die Mitte der Versuchsträger wird alsdann so weit gesteigert, bis der Belastungshebel durch den Gegendruck D ausbalancirt ist.

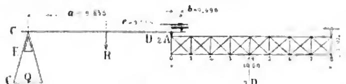


Fig. 1.

Nennen wir das Gewicht am freien Hebelende $= C$, das im Schwerpunkte des Hebels wirkende Eigengewicht des Hebels $= R$, so folgt mit Bezug auf die in Fig. 1 eingetragenen Maße die zur Erzeugung des Druckes D erforderliche Belastung

$$C = \frac{Db - Rc}{a}$$

Nun ist nach dem Ausmaße des Apparates und nach Erhebungen durch unmittelbare Abwage:

$$a = 9{,}835\ m$$
$$b = 0{,}495\ „$$
$$c = 4{,}555\ „$$

$R = 3{,}160$ Tonnen. Daher wird

$$C = 0{,}05033\ D - 1{,}4635 \text{ Tonnen.}$$

Es wird $C \gtreqless 0$, wenn $D \gtreqless 29{,}078$ Tonnen.

Wenn daher Drücke ausgeübt werden sollen, deren Größe

$$D \gtreqless 29{,}078 \text{ Tonnen}$$

ist, so muss C negativ werden, d. h. es muss im Endpunkte C des Hebels eine Entlastung platzgreifen. Zu diesem Zwecke ist daselbst eine Wage E angebracht, deren Hebelverhältnis in nebenstehender Fig. 2 dargestellt ist.

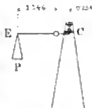


Fig. 2.

Bezeichnet P das Gewicht dieser Wagschale sammt den daselbst aufgebrachten Belastungsgewichten, so ist der gegen das Hebelende C wirkende Entlastungsdruck C_1 aus der Gleichgewichtsbedingung:

$$1{,}246\ P = 0{,}254\ C_1 \text{ bestimmbar.}$$

Hiernach ergibt sich die erforderliche Belastung

$$P = 0{,}20385\ C_1 \text{ und da}$$

$$C_1 = -(0{,}05033\ D - 1{,}4635),$$

so ist für je **einen** Versuchsträger der Gegendruck

$$A = \frac{D}{2},$$

also für $A \gtreqless 14{,}539$ Tonnen.

$$P = 0{,}02052\ A + 0{,}29833 \text{ Tonnen}$$

für $A > 14{,}539$ Tonnen wird

$$C = Q = 0{,}05033\ D - 1{,}4635$$
$$= 0{,}10066\ A - 1{,}4635 \text{ Tonnen.}$$

Umgekehrt kann hieraus bei gegebenem P, bezw. Q der gegen je einen Versuchsträger ausgeübte Gegendruck A berechnet werden, und zwar für

$$A \lesseqgtr 14{,}539 \text{ Tonnen mit}$$
$$A = 14{,}539 - 48{,}732\, P \text{ und für}$$
$$A \gtreqless 14{,}539 \text{ Tonnen mit}$$
$$A = 14{,}539 + 9{,}934\, Q.$$

Obwohl der Belastungs-Apparat sorgfältig ausgeführt ist, so kann von demselben dennoch nicht erwartet werden, dass derselbe gleich einem Präcisions-Instrument arbeite; es ist dies schon in Anbetracht der großen Kraftleistungen, sowie der Größe und Ausführung der Versuchs-Objecte, ausgeschlossen. Der Einfluss der Reibungswiderstände an dem Charnier-Auflager über dem Presskolben schon allein kann hinreichen, um die Druckübertragung auf beide Träger ungleichmäßig zu machen.

Die Spannungen der Versuchsträger können ferner beeinflusst werden von dem Reibungswiderstande der Zapfenlager, insbesondere kann dieser bei dem festen Gegenlager von erheblicherer Wirkung werden. Auch die ebene Lagerung der den Druck übertragenden Querträger auf die Mitten der Versuchsträger führt zu Ungenauigkeiten hinsichtlich der Festlegung des Angriffspunktes des Druckes.

Da es sich jedoch nicht um die Ausführung rein wissenschaftlicher Versuche handelte, sondern vielmehr um die unter gleichen Umständen ausgeführte Erprobung von Trägern aus Fluss- und Schweisseisen von verschiedener Herkunft und bei Belastungen, die bis zum Bruche fortgesetzt werden mussten, um daraus die Eignung und den relativen Wert des Materials zu Brückenconstructions-Zwecken zu beurtheilen, so werden jene Fehlerquellen auch nur insofern in Betracht bleiben, als die Genauigkeit der Versuchswerte, absolut genommen, in Frage kommt.

II. Berechnung der Fachwerks-Träger.

a) Berechnung nach der üblichen Näherungsmethode.

Die geometrische Anordnung der Achsenlinien bei den Fachwerksträgern der Versuche gibt die nachstehende Skizze

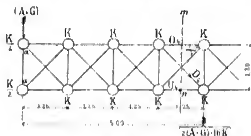


Fig. 3.

Die Berechnung der Spannungen in den einzelnen Organen der Träger erfolgt zunächst nach der gewöhnlichen Näherungsmethode.

1. Berechnung der größten Gurtkräfte.

Das Eigengewicht der Construction, in den Knotenpunkten wirksam gedacht, ergibt für jeden Knotenpunkt die Belastung K, bezw. $\frac{K}{2}$; die gegen die Trägerenden geäusserte Versuchslast sei A, die Last der daselbst befindlichen Lager und der Ueberlagsträger $= G$.

Im Hinweise auf Fig. 3 ist für den Vertikalschnitt $\overline{mn}$ durch die Mitte des 4. Faches das auf Punkt n bezogene Moment:

$$M_n = 4{,}375\,(A + G) + 15{,}625\,K = 1{,}2\,O_4, \text{ woraus}$$
$$O_4 = 3{,}645\,(A + G) + 13{,}02\,K = -\,U_4.$$

Das Gewicht eines Trägerpaares wurde erhoben mit 3268 *kg*; daher entfällt auf einen Knotenpunkt die Belastung:

$$K = \frac{3268}{2 \times 16}\; 102\,kg = 0{,}102 \text{ Tonnen}$$

Für das Gewicht der Auflager und der Ueberlagsträger wurde gefunden

$2\,G = 340\,kg$; also ist $G = 170\,kg = 0{,}170$ Tonnen.

Hiermit berechnet sich:

$$O_4 = -\,U_4 = 3{,}645\,A + 1{,}945 \text{ Tonnen.}$$

Der durch Nietlöcher verschwächte Querschnitt des Gurtes O_4 berechnet sich im Hinweis auf nebenstehende Skizze (Fig. 4) mit:

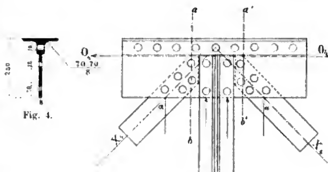


Fig. 4.

Fig. 5.

$$F_4 = 33{,}92\,cm^2$$

Für die specifische Spannung des Gurtstückes O_4 erhält man daher:

$$\sigma_4 = \frac{O_4}{F_4} = 0{,}108\,A + 0{,}057\; t/cm^2$$

Mit Bezug auf die für die Belastungsvorrichtung giltigen Beziehungen:

$$A = 14{,}539 - 48{,}732\,P \text{ für } A \lesseqgtr 14{,}539 \text{ und}$$
$$A = 14{,}539 + 9{,}934\,Q \text{ für } A \gtreqless 14{,}539 \text{ Tonnen}$$

erhalten wir für die bei den Versuchen thatsächlich angewendeten Gewichte P und Q die folgenden zusammengehörigen Werthe:

Gewicht P sammt Wagschale E *kg*	Druck A Tonnen	Spannung σ_4 t/cm^2
236	3·038	0·385
198	4·890	0·585
160	6·742	0·785
122	8·594	0·985
84	10·446	1·185
46	12·297	1·385
7	14·149	1·585

Gewicht Q auf Wagschale C *kg*	Druck A Tonnen	Spannung σ_4 t/cm^2
151	16·039	1·789
338	17·897	1·989
525	19·755	2·189
713	21·622	2·392
900	23·480	2·593
1087	25·338	2·793
1275	27·206	2·995
1462	29·063	3·196
1649	30·921	3·396
1836	32·779	3·597

Der gefährliche Querschnitt.

In Folge des Anschlusses der Diagonalen an das Stehblech mittelst der Niete werden die Knotenkräfte nicht — wie in der Rechnung angenommen — unmittelbar in dem geometrischen Knotenpunkte zur Uebertragung gelangen. Der Angriff dieser Kräfte erfolgt zunächst auf das Stehblech, und zwar in einer gewissen Entfernung von diesem Knotenpunkte. Daher werden zwischen den Vertikalschnitten durch den geometrischen Knotenpunkt und durch die ihm zunächst gelegene Nietreihe der Diagonalen Spannungen vorhanden sein, welche von den normalen Spannungen ausserhalb der Knotenconstruction verschieden sind.

In unserem Falle wird insbesondere der Knotenpunkt des Mittelständers in Betracht gezogen werden müssen. Fig. 5.

An Schnittstellen des Gurtes links und rechts von der Knotenconstruction wirken die Kräfte O_4 in den Schwerpunkten der Gurtquerschnitte. Die Zugkräfte der Diagonalen und die Druckkraft des Mittelständers mögen in den Achsen dieser Theile wirkend angenommen werden.

Denken wir nun noch einen weiteren trennenden vertikalen Schnitt $\overline{ab}$ zwischen der Achse des Mittelständers und den demselben zunächst liegenden Nieten der Diagonalen geführt, so muss der achsiale Widerstand O'_4 in diesem Querschnitte offenbar in der Beziehung stehen:

$$O'_4 = O_4 + X_4 \sin\alpha.$$

In demselben Querschnitte wirkt ausserdem noch eine vertikale Transversalkraft: $V = X_4 \cos\alpha$
und ein Biegungsmoment, von dem wir hier jedoch absehen wollen.

Jeder Vertikalschnitt zwischen $\overline{ab}$ und $\overline{a'b'}$ erleidet sonach eine Mehrspannung von $\Delta\, O_4 = X_4 \sin\alpha$ gegenüber der Gurtspannung O_4 ausserhalb der Knotenconstruction.

Die gefährlichen Querschnitte des Zuggurtes liegen somit zunächst der Achse des Mittelständers, und zwar zwischen derselben und den zunächst gelegenen Nieten, welche die Diagonalen an das Stehblech befestigen.

Die achsiale Mehrspannung $\Delta\, O_4$ berechnet sich aus:

$$\Delta\, O_4 = X_4 \sin\alpha = \tfrac{1}{2}\,(7\,K + G + A)\; tg\,\alpha$$
$$= 0{,}46 + 0{,}52\; A.$$

Die Mehr-Inanspruchnahme im gefährlichen Querschnitte ist daher:

$$\Delta\,\sigma_4 = \frac{\Delta\, O_4}{F_4} = 0{,}0136 + 0{,}0151\; A$$

und die totale Inanspruchnahme daselbst:

$$\sigma_4' = \sigma_4 + \Delta\,\sigma_4 = 0{,}123\; A + 0{,}07\; t/cm^2.$$

Diese Spannung ist für die Berechnung der größten achsialen Inanspruchnahme der Zuggurte der Versuchsträger maßgebend.

Man erhält z. B. für:

$A = 5$	10	15	20	25	30 Tonnen
$\sigma_4 = 0{\cdot}597$	1·137	1·677	2·217	2·757	3·297 t/cm^2
$\Delta\,\sigma_4 = 0{\cdot}090$	0·167	0·243	0·320	0·396	0·473 „
$\sigma_4' = 0{\cdot}687$	1·304	1·920	2·537	3·153	3·770 „

2. Spannungen der Diagonalen.

Die am meisten angestrengten Diagonalen sind die im vierten und fünften Fache befindlichen.

Für diese ist mit Bezug auf Fig. 3

$$X_4 = -D_4 = \tfrac{1}{2}\,(7\,K + G + A)\sec\alpha$$
$$= 0{,}64 + 0{,}72\; A.$$

Die specifische Spannung der Zug-Diagonalen, deren Netto-Querschnitt $F = (11 - 1{,}8)\; 0{,}8 = 7{,}36\; cm^2$ ist, berechne sich mit $\frac{X_4}{F} = 0{,}087 + 0{,}098\; A\; t/cm^2$.

Bei Berechnung der Druck-Diagonalen ist zu beachten, dass dieselben einseitig an die Stehbleche befestigt sind und daher auf Druck und Biegung zugleich beansprucht werden.

Für den nebenstehend in Fig. 6 dargestellten Querschnitt der Druck-Diagonalen ermittelt sich die Schwerpunktslage mit $\xi = 1{,}79\; cm$.

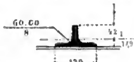


Fig. 6.

Die Entfernung der Schwerpunktsachse der Strebe von der Mittelebene des Stehbleches ist daher:

$$e = 1{,}79 + 0{,}4 = 2{,}19\; cm.$$

Wenn von der Verbindung der Diagonalen an deren Kreuzungspunkten abgesehen und die Befestigung der Druck-Diagonale an den Gurten als drehbar*) angenommen

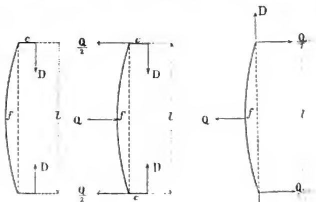


Fig. 7. Fig. 8. Fig. 9.

wird, so gibt die Theorie für die Pfeilhöhe f (Fig 7) den Wert:

$$f = e\left[\sec\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - 1\right]$$

Für den Strebenquerschnitt (Fig. 6) ist:

$$J = 59{,}38\; cm^4.$$

Mit $l = 140\; cm$ und $E = 2000\; t/cm^2$ erhält man:

$$f = 2{,}19\,[\sec(0{,}2\,\sqrt{D}) - 1].$$

*) Diese Annahme ist in der Wirklichkeit unzutreffend; die feste Verbindung der Diagonalen mit dem Gurtstehbleche mittelst Nietung bewirkt vielmehr eine gewisse Einspannung, wodurch der Widerstand gegen seitl. Ausbiegen der Druckstreben nicht unwesentlich erhöht werden kann. Man kann diesen Verhältnissen schätzungsweise bei Einführung der freien Länge des Stabes einigermaßen Rechnung tragen.

Die größten Spannungen der Strebe befinden sich in der Strebenmitte und berechnen sich aus:

$$\sigma_{e_1} = = \frac{D}{\varphi}\left(1 + \frac{\varphi(c+f)e_1}{J}\right), \text{ bezw.}$$

$$\sigma_{e_2} = \frac{D}{\varphi}\left(1 - \frac{\varphi(c+f)e_2}{J}\right),$$

wobei φ den Querschnitt und J das kleinste Trägheitsmoment desselben bedeutet.

3. Einfluss der Verbindung der Diagonalen in deren Kreuzungspunkten.

Die gegenseitige Verbindung der Diagonalen in ihrem Kreuzungspunkte bewirkt, dass die Diagonalstäbe ausser der Kraft D noch durch eine transversale, dem Widerstande der Verbindung entsprechende Kraft Q beansprucht werden.

Die Figuren 8 und 9 versinnlichen für den Druck- und Zugstab die betreffenden Kraftwirkungen.

Hinsichtlich des Druckstabes (Fig. 8) ist unter Voraussetzung drehbarer Enden die Pfeilhöhe:

$$f = c\left[\sec\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - 1\right] + \frac{1}{4}\frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D}\sqrt{\frac{EJ}{D}}\cdot tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) \text{*)}$$

Setzt man hier

$$c\left[\sec\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - 1\right] = m,$$

so wird:

$$f = m + \frac{1}{4}\frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D}\sqrt{\frac{EJ}{D}}\cdot tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right)$$

Für die Zug-Diagonale (Fig. 9) ist dagegen die Pfeilhöhe f_1:

$$f_1 = \frac{1}{4}\frac{Ql}{D} - \frac{Q}{2D}\sqrt{\frac{Ei}{D}}\cdot\frac{e^{kl}-1}{e^{kl}+1}, \text{**)}$$

wobei i das Trägheitsmoment des Stabquerschnitts senkrecht zur Biegungs-Ebene und $k = \sqrt{\frac{D}{Ei}}$ ist.

Unserem Falle entspricht:

$$J = 59{,}38\ cm^4\quad l = 140\ cm;$$
$$i = 0{,}469\ cm^4\quad E = 2000\ t/cm^2.$$

Hiernach ist $\frac{e^{kl}-1}{e^{kl}+1}$ nahezu $= 1$; daher

$$f_1 = \frac{Q}{2D}\left(\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}}\right)$$

Wegen der gegenseitigen Verbindung der Diagonalen an der Kreuzungsstelle muss $f = f_1$ sein, daher folgt:

$$m + \frac{Q}{2D}\left\{\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{EJ}{D}}\cdot tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right)\right\} = \frac{Q}{2D}\left(\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}}\right),$$

woraus

$$\frac{Q}{2D} = \frac{m\sqrt{\frac{D}{EJ}}}{tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

sich ergibt.

Mit diesem Werte erhält man für die Pfeilhöhe den Ausdruck:

*) Vergl. Winkler's „Lehre von der Elasticität und Festigkeit" Seite 173 u. f.

**) Ebendaselbst.

$$f = f_1 = \frac{m\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}} - \sqrt{\frac{i}{J}}\right)}{tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

oder

$$\frac{f}{m} = \frac{\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}} - \sqrt{\frac{i}{J}}}{tg\left(\frac{l}{2}\sqrt{\frac{D}{EJ}}\right) - \sqrt{\frac{i}{J}}}$$

Hiernach berechnet sich für die Diagonalen des vierten Faches die folgende Tabelle:

Für $A =$	12·297	16·039	19·755	25·338	29·063	32·779 Tonnen
$D_4 =$	9·490	12·188	14·864	18·883	21·565	24·240 „
$\frac{f}{m} =$	0·85	0·81	0·77	0·71	0·67	0·63 „
$m =$	0·49	0·66	0·85	1·20	1.47	1·75 cm
$f =$	0·42	0·53	0·65	0·85	0·98	1·10 cm

Wenn die berechneten Werte f und die zugehörigen Belastungen A graphisch derart aufgetragen werden, dass die A als Ordinaten, die f als Abscissen eines rechtwinkligen Coordinatensystems erscheinen, so findet man, dass die so bestimmten Punkte sehr nahe in einer Geraden liegen, deren Gleichung lautet:

$$f = 0{,}0335\ A,$$

wobei A in Tonnen, f in cm eingeführt ist.*)

Die Größe Q wird zweckmäßig aus der Gleichung:

$$f = \frac{Q}{2D}\left(\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}}\right) \text{ berechnet.}$$

Man erhält:

$$Q = \frac{2Df}{\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{Ei}{D}}}.$$

*) Bei den Versuchen 2, 4, 5 und 6 wurden die seitlichen Ausbiegungen der mit einander verbundenen Diagonalen im ersten Fache bei verschiedenen Belastungsstufen gemessen.

In der nachstehenden Zusammenstellung sind diese Beobachtungswerte enthalten und wurde zum Schlusse die theoret. berechnete Ausbiegung hinzugefügt.

Man sieht, dass bei den gleichen Belastungen jedoch in verschiedenen Trägern die Größe der seitl. Ausbiegungen verschieden sind dass jedoch für ein und denselben Träger diese Ausbiegungen nahezu proportional mit den Belastungen wachsen, was auch mit der Theorie übereinstimmt.

Die Verschiedenheit in den Größen der seitl. Ausbiegung der Diagonalen in verschiedenen Trägern bei gleicher Belastung kann durch Differenzen in den Ablängungen der Wandglieder, wodurch dieselbe sogen. Montirungsspannungen erhielten, erklärt werden.

Zusammenstellung

der Größen der seitlichen Ausbiegung der Diagonalen in Millimetern:

Bezeichnung der Träger	Druck A in Tonnen									
	12·3	14·15	16·04	17·90	19·8	21·6	23·5	25·34	27·2	29·06
Versuch 2. M. Fl. K. Kladno	—	2·9	3·9	4·5	5·2	5·7	6·1	6·4	6·6	6·8
Versuch 4. M. Fl. K. Witkowitz	—	4·0	4·8	—	6·8	7·4	8·1	9·0	—	10·4
Versuch 5. M. Fl. K. Donawitz	4·2	4·8	5·5	6·0	7·2	—	7·4	8·3	7·7 (?)	—
Versuch 6. M. Fl. K. Teschen	2·0	2·9	3·9	4·3	5·0	5·6	5·8	—	—	—
Nach Rechnung:	4·2	4·7	5·3	6·0	6·5	7·2	7·9	8·5	9·1	9·8

Die graphische Darstellung auf Taf. XXII zeigt den Verlauf dieser beobachteten und berechneten Ausbiegungen bei den verschiedenen Belastungen A etc.

Hiernach ist für die Diagonalen des vierten Faches die folgende Tabelle berechnet:

Für A = 12·297	16·039	19·755	25·338	29·063 Tonnen
D_4 = 9·49	12·188	14·864	18·883	21·565 „
Q = 0·132	0·211	0·311	0·509	0·666 „

Für die Spannungen der äussersten Schichten des mittleren Druckstreben-Querschnittes im vierten Fache ergibt sich:

$$\sigma_{e_1} = \frac{D_4}{\varphi} + \frac{D_4 (c+f) e_1}{J} - \frac{1}{4} \frac{Q l e_1}{J}$$

$$\sigma_{e_2} = \frac{D_4}{\varphi} - \frac{D_4 (c+f) e_2}{J} + \frac{1}{4} \frac{Q l e_2}{J}$$

Mit $c = 2{\cdot}19\, cm$ $\varphi = 17{\cdot}92\, cm^2$

$e_1 = 1{\cdot}79$ „ $J = 59{\cdot}38\, cm^4$

$e_2 = 4{\cdot}21$ „

$l = 140$ „

berechnet sich:

Für A = 12·297	16·039	19·755	25·338	29·063 Tonnen
σ_{e_1} = 1·12	1·46	1·77	2·23	2·55 t/cm^2 Druckspannung
σ_{e_2} = 0·89	−1·15	−1·39	−1·74	− 1·97 „ Zugspannung

Bei unverbundenen Diagonalen stellen sich dagegen die Spannungen σ_{e_1} und σ_{e_2} folgendermaßen:

$$\sigma_{e_1} = \frac{D_4}{\varphi} + \frac{D_4 (c+m) e_1}{J}$$

$$\sigma_{e_2} = \frac{D_4}{\varphi} - \frac{D_4 (c+m) e_2}{J},$$

demnach:

Für A = 12·297	16·039	19·755	25·338	29·063 Tonnen
σ_{e_1} = 1·3	1·73	2·19	2·97	3·5 t/cm^2 Druckspannung
σ_{e_2} = − 1·27	- 1·78	−2·37	−3·48	− 4·38 „ Zugspannung

Aus dem Vergleiche dieser Spannungswerte mit den vorherigen ersieht man den bedeutenden Einfluss, welchen die gegenseitige Verbindung der Diagonalen an ihrer Kreuzungsstelle auf die Widerstandsfähigkeit der Druckdiagonalen ausübt.

4. Genauere Berechnung der Spannungen der Fachwerkstäbe auf Grundlage der Elasticitäts-Theorie.

a) Einfluss des Eigengewichts.

Nach Ausschaltung der Diagonalen X aus dem Fachwerksystem und Ersatz derselben durch die Spannungen X_1, X_2, X_3 und X_4 in jeder Trägerhälfte findet man im Hinblicke auf untenstehende Fig. 10 leicht die nachstehenden Gleichungen für die Spannungen der übrig gebliebenen Fachwerkstäbe:

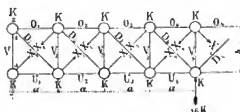


Fig. 10.

$$D_1 = X_1 - \frac{K}{\cos\alpha} \qquad V_0 = \frac{K}{2} - X_1 \cos\alpha$$

$$D_2 = X_2 - 3\frac{K}{\cos\alpha} \qquad V_1 = 2\,K - (X_1 + X_2)\cos\alpha$$

$$D_3 = X_3 - 5\frac{K}{\cos\alpha} \qquad V_2 = 4\,K - (X_2 + X_3)\cos\alpha$$

$$D_4 = X_4 - 7\frac{K}{\cos\alpha} \qquad V_3 = 6\,K - (X_3 + X_4)\cos\alpha$$

$$V_4 = -(K + 2\,X_4 \cos\alpha)$$

$$O_1 = \frac{a}{h}(K - X_1\cos\alpha) \qquad U_1 = -\frac{a}{h} X_1 \cos\alpha$$

$$O_2 = \frac{a}{h}(4\,K - X_2\cos\alpha) \qquad U_2 = -\frac{a}{h}(K + X_2\cos\alpha)$$

$$O_3 = \frac{a}{h}(9\,K - X_3\cos\alpha) \qquad U_3 = -\frac{a}{h}(4\,K + X_3\cos\alpha)$$

$$O_4 = \frac{a}{h}(16\,K - X_4\cos\alpha) \qquad U_4 = -\frac{a}{h}(9\,K + X_4\cos\alpha)$$

Unter Anwendung des Satzes vom Minimum der Deformations-Arbeit erhalten wir zur Bestimmung der Spannungen X_1, X_2, X_3 und X_4 die folgenden Bedingungsgleichungen:

$$\Sigma \frac{S\lambda}{EF}\left(\frac{dS_1}{dX_1}\right) = o$$

$$\Sigma \frac{S\lambda}{EF}\left(\frac{dS}{dX_2}\right) = o$$

$$\Sigma \frac{S\lambda}{EF}\left(\frac{dS}{dX_3}\right) = o$$

$$\Sigma \frac{S\lambda}{EF}\left(\frac{dS}{dX_4}\right) = o$$

Es bedeuten S, λ und F die Spannung, die Länge und den Querschnitt der einzelnen Stäbe, E den für alle constant angenommenen Elasticitätscoëffizienten.

Mit Beachtung der Symmetrie des Trägers und der Belastung sind obige Summen auf den halben Träger zu erstrecken und ist statt V_4 nur dessen halber Wert einzuführen. In der nachstehenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Werte zusammengestellt.

Des Stabes				$\left(\frac{dS}{dX_1}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_2}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_3}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_4}\right)$
Bezeichnung	Länge λ	Querschnitt F	Spannung				
D_1	d	φ	$X_1 - \frac{K}{\cos\alpha}$	1	0	0	0
D_2	„	„	$X_2 - 3\frac{K}{\cos\alpha}$	0	1	0	0
D_3	„	„	$X_3 - 5\frac{K}{\cos\alpha}$	0	0	1	0
D_4	„	„	$X_4 - 7\frac{K}{\cos\alpha}$	0	0	0	1

Des Stabes				$\left(\frac{dS}{dX_1}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_2}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_3}\right)$	$\left(\frac{dS}{dX_4}\right)$
Bezeichnung	Länge λ	Querschnitt F	Spannung				
X_1	d	f	X_1	1	0	0	0
X_2	„	„	X_2	0	1	0	0
X_3	„	„	X_3	0	0	1	0
X_4	„	„	X_4	0	0	0	1
V_0	h	$2\,\Omega$	$\frac{K}{2} - X_1 \cos\alpha$	$-\cos\alpha$	0	0	0
V_1	„	Ω	$2\,K - (X_1 + X_2)\cos\alpha$	$-\cos\alpha$	$-\cos\alpha$	0	0
V_2	„	„	$4\,K - (X_2 + X_3)\cos\alpha$	0	$-\cos\alpha$	$-\cos\alpha$	0
V_3	„	„	$6\,K - (X_3 + X_4)\cos\alpha$	0	0	$-\cos\alpha$	$-\cos\alpha$
V_4	„	„	$-\frac{1}{2}(K + 2\,X_4\cos\alpha)$	0	0	0	$-\cos\alpha$
O_1	a	F_1	$\frac{a}{h}(K - X_1\cos\alpha)$	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0	0	0
O_2	„	F_2	$\frac{a}{h}(4\,K - X_2\cos\alpha)$	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0	0
O_3	„	F_3	$\frac{a}{h}(9\,K - X_3\cos\alpha)$	0	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0
O_4	„	F_4	$\frac{a}{h}(16\,K - X_4\cos\alpha)$	0	0	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$
U_1	„	$\mathfrak{F}_1$	$-\frac{a}{h}(X_1\cos\alpha)$	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0	0	0
U_2	„	$\mathfrak{F}_2$	$-\frac{a}{h}(K + X_2\cos\alpha)$	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0	0
U_3	„	$\mathfrak{F}_3$	$-\frac{a}{h}(4\,K + X_3\cos\alpha)$	0	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$	0
U_4	„	$\mathfrak{F}_4$	$-\frac{a}{h}(9\,K + X_4\cos\alpha)$	0	0	0	$-\frac{a}{h}\cos\alpha$

Nach Einführung dieser Werte in obige Summengleichungen und Ersetzung des Wertes $\cos\alpha$ durch $\frac{h}{d}$ erhält man die folgenden vier Gleichungen:

$$X_1\left\{\frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_1}+\frac{1}{\mathfrak{F}_1}\right)+d\left(\frac{1}{f}+\frac{1}{\varphi}\right)+\frac{8}{2}\,\frac{h^3}{d^2\Omega}\right\}+\frac{h^3}{d^2\Omega}X_2=$$

$$=K\left\{\frac{a^3}{h\,d}\cdot\frac{1}{F_1}+\frac{d^2}{\varphi\,h}+\frac{9}{4}\,\frac{h^2}{d\,.\,\Omega}\right\}$$

$$X_2\left\{\frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_2}+\frac{1}{\mathfrak{F}_2}\right)+d\left(\frac{1}{f}+\frac{1}{\varphi}\right)+2\,\frac{h_3}{d^2\Omega}\right\}+\frac{h^3}{a^2\Omega}(X_1+X_3)=$$

$$=K\left\{\frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{4}{F_2}-\frac{1}{\mathfrak{F}_2}\right)+3\,\frac{d^2}{\varphi\,.\,h}+6\,\frac{h^2}{d\,\Omega}\right\}$$

$$X_3\left\{\frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_3}+\frac{1}{\mathfrak{F}_3}\right)+d\left(\frac{1}{f}+\frac{1}{\varphi}\right)+2\,\frac{h^3}{d^2\Omega}\right\}+\frac{h^3}{d^2\Omega}(X_2+X_4)=$$

$$=K\left\{\frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{9}{F_3}-\frac{4}{\mathfrak{F}_3}\right)+5\,\frac{d^2}{\varphi\,.\,h}+10\,\frac{h^2}{d\,\Omega}\right\}$$

$$X_4\left\{\frac{a^2}{d^2}\left(\frac{1}{F_4}+\frac{1}{\mathfrak{F}_4}\right)+d\left(\frac{1}{f}+\frac{1}{\varphi}\right)+2\,\frac{h^3}{d^2\Omega}\right\}+\frac{h^3}{d^2\Omega}X_3=$$

$$=K\left\{\frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{16}{F_4}-\frac{9}{\mathfrak{F}_4}\right)+7\,\frac{d^2}{\varphi\,.\,h}+\frac{11}{2}\,\frac{h^2}{d\,\Omega}\right\}$$

Bei den Versuchsträgern ist:

$a = 1{\cdot}25\ m$
$h = 1{\cdot}2$ „
$d = 1{\cdot}73$ „

$F_1 = 21{\cdot}12\ cm^2$ $\mathfrak{F}_1 = 21{\cdot}12\ cm^2$ $f = 8{\cdot}8\ cm^2$
$F_2 = 30{\cdot}56$ „ $\mathfrak{F}_2 = 41{\cdot}12$ „ $\Omega = 17{\cdot}92$ „
$F_3 = 41{\cdot}12$ „ $\mathfrak{F}_3 = 53{\cdot}92$ „ $\varphi = 17{\cdot}92$ „
$F_4 = 41{\cdot}12$ „ $\mathfrak{F}_4 = 53{\cdot}92$ „

Hiemit werden die vorstehenden Gleichungen:

$4029{\cdot}52\ X_1 + 321{\cdot}408\ X_2 = 2885{\cdot}30\ K$
$3945{\cdot}08\ X_2 + 321{\cdot}408\ (X_1 + X_3) = 7974{\cdot}98\ K$
$3852{\cdot}49\ X_3 + 321{\cdot}408\ (X_2 + X_4) = 12983{\cdot}32\ K$
$3852{\cdot}49\ X_4 + 321{\cdot}408\ X_3 = 14415{\cdot}84\ K$

Die Auflösung ergibt, wenn dann nach $K = 0{\cdot}102\ t$ gesetzt wird:

$X_1 = 0{\cdot}578\ K = 0{\cdot}059$ Tonnen
$X_2 = 1{\cdot}734\ K = 0{\cdot}177$ „
$X_3 = 2{\cdot}930\ K = 0{\cdot}299$ „
$X_4 = 3{\cdot}500\ K = 0{\cdot}357$ „

Mit diesen Werten folgen dann weiters:

$D_1 = -0{\cdot}088$ Tonnen $V_0 = +0{\cdot}010$ Tonnen
$D_2 = -0{\cdot}264$ „ $V_1 = +0{\cdot}040$ „
$D_3 = -0{\cdot}485$ „ $V_2 = +0{\cdot}078$ „
$D_4 = -0{\cdot}671$ „ $V_3 = +0{\cdot}157$ „
$V_4 = -0{\cdot}597$ „

$O_1 = + 0·0\ 3$	Tonnen	$U_1 = - 0·043$	Tonnen
$O_2 = + 0·296$	„	$U_2 = - 0·234$	„
$O_3 = + 0·738$	„	$U_3 = - 0·641$	„
$O_4 = + 1·439$	„	$U_4 = - 1·213$	„

b) **Einfluss einer an den Trägerenden wirkenden Einzelnlast.**

Wir nehmen die Größe dieser Einzelnlast zunächst = einer Tonne, schalten wie im vorigen Falle die Diagonalen X aus und ersetzen dieselben durch die Spannungen X_1, X_2, X_3 und X_4.

Alsdann erhält man für die Spannungen der einzelnen Organe des Trägers die folgenden Ausdrücke:

$$O_1 = \frac{a}{h}(1 - X_1 \cos\alpha) \qquad U_1 = -\frac{a}{h} X_1 \cos\alpha$$

$$O_2 = \frac{a}{h}(2 - X_2 \cos\alpha) \qquad U_2 = -\frac{a}{h}(1 + X_2 \cos\alpha)$$

$$O_3 = \frac{a}{h}(3 - X_3 \cos\alpha) \qquad U_3 = -\frac{a}{h}(2 + X_3 \cos\alpha)$$

$$O_4 = \frac{a}{h}(4 - X_4 \cos\alpha) \qquad U_4 = -\frac{a}{h}(3 + X_4 \cos\alpha)$$

$$V_0 = - X_1 \cos\alpha$$

$$D_1 = X_1 - \frac{1}{\cos\alpha} \qquad V_1 = 1 - (X_1 + X_2) \cos\alpha$$

$$D_2 = X_2 - \frac{1}{\cos\alpha} \qquad V_2 = 1 - (X_2 + X_3) \cos\alpha$$

$$D_3 = X_3 - \frac{1}{\cos\alpha} \qquad V_3 = 1 - (X_3 + X_4) \cos\alpha$$

$$D_4 = X_4 - \frac{1}{\cos\alpha} \qquad \frac{V_4}{2} = - X_4 \cos\alpha$$

und in ähnlicher Weise wie im vorigen Belastungsfalle die Bestimmungsgleichungen:

$$X_1 \left\{ \frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{\mathfrak{F}_1}\right) + d\left(\frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi}\right) + \frac{2}{3}\,\frac{h^2}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_2 =$$

$$= \frac{a^3}{h\,d} \cdot \frac{1}{F_1} + \frac{d^2}{\varphi \, . \, h} + \frac{h^2}{d\,\Omega}$$

$$X_2 \left\{ \frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_2} + \frac{1}{\mathfrak{F}_2}\right) + d\left(\frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi}\right) + 2\,\frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega}(X_1 + X_3) =$$

$$= \frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{2}{F_2} - \frac{1}{\mathfrak{F}_2}\right) + \frac{d^2}{\varphi \, . \, h} + 2\,\frac{h^2}{d\,\Omega}$$

$$X_3 \left\{ \frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_3} + \frac{1}{\mathfrak{F}_3}\right) + d\left(\frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi}\right) + 2\,\frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega}(X_2 + X_3) =$$

$$= \frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{3}{F_3} - \frac{2}{\mathfrak{F}_3}\right) + \frac{d^2}{\varphi \, . \, h} + 2\,\frac{h^2}{d\,\Omega}$$

$$X_4 \left\{ \frac{a^3}{d^2}\left(\frac{1}{F_4} + \frac{1}{\mathfrak{F}_4}\right) + d\left(\frac{1}{f} + \frac{1}{\varphi}\right) + 2\,\frac{h^3}{d^2 \Omega} \right\} + \frac{h^3}{d^2 \Omega} X_3 =$$

$$= \frac{a^3}{h\,d}\left(\frac{4}{F_4} - \frac{3}{\mathfrak{F}_4}\right) + \frac{d^2}{\varphi \, . \, h} + \frac{h^2}{d\,\Omega}$$

Nach Einsetzung der Zahlenwerte und entsprechender Reduction erhält man hieraus die Gleichungen:

$$12·53\,X_1 + X_2 = 7·16$$
$$12·27\,X_2 + X_1 + X_3 = 8·43$$
$$11·98\,X_3 + X_2 + X_4 = 8·28$$
$$11·98\,X_4 + X_3 = 7·00$$

Die Auflösung ergibt:

$X_1 = 0·524$ Tonnen
$X_2 = 0·594$ „
$X_3 = 0·620$ „
$X_4 = 0·532$ „

Hiermit berechnet sich weiter:

$O_1 = 0·663$	Tonnen	$U_1 = - 0·378$	Tonnen
$O_2 = 1·653$	„	$U_2 = - 1·470$	„
$O_3 = 2·675$	„	$U_3 = - 2·530$	„
$O_4 = 3·780$	„	$U_4 = - 3·507$	„
$D_1 = - 0·917$	Tonnen	$V_0 = - 0·363$	Tonnen
$D_2 = - 0·847$	„	$V_1 = + 0·224$	„
$D_3 = - 0·820$	„	$V_2 = + 0·161$	„
$D_4 = - 0·909$	„	$V_3 = + 0·202$	„
		$V_4 = - 0·738$	„

Wirkt nun an den Trägerenden die Kraft A, bezw. $(A + G)$, so findet man die Spannung der einzelnen Fachwerkstäbe durch Multiplication der eben erhaltenen Spannungszahlen für je eine Tonne Belastung mit A, bezw. $(A + G)$.

Hiernach würde z. B. die Spannung O_4 vom Eigengewichte und der Versuchsbelastung sich berechnen mit:

$$O_4 = 1{,}439 + 3{,}78\,(A + G)$$

und mit $G = 0{,}17\,t$:

$$O_4 = 2{,}08 + 3{,}78\,A \text{ Tonnen.}$$

Die Näherungsmethode ergab hiefür:

$$O_4 = 1{,}945 + 3{,}645\,A = - U_4$$

daher ist die Differenz nach beiden Methoden:

$$\delta\,O_4 = 0{,}135 + 0{,}135\,A.$$

Die Spannung des Untergurtes U_4 ist:

$$U_4 = - [1{,}213 + 3{,}507\,(A + G)]$$
$$= - (1{,}809 + 3{,}507\,A) \text{ Tonnen.}$$

Das arithmetische Mittel aus den absoluten Spannungswerten des Ober- und Untergurtes

$$\frac{O_4 + U_4}{2} = \frac{3.889 + 7{,}287\,A}{2} = 1{,}945 + 3{,}643\,A$$

entspricht sonach dem Näherungswert der Gurtspannungen im selben Fache.

Hinsichtlich der Spannungen der Diagonalen erhalten wir:

$$X_4 = 0{,}357 + 0{,}532\,(A + G)$$
$$= 0{,}447 + 0{,}532\,A \text{ ton. und}$$
$$D_4 = - [0{,}671 + 0{,}909\,(A + G)]$$
$$= - (0{,}825 + 0{,}909\,A) \text{ ton.}$$

Wie man sieht, ist der Unterschied in der Größe der Spannungen der Diagonalen in ein und demselben Fache ein ziemlich bedeutender.

Sobald jedoch in Folge größerer Belastungen die Diagonalen seitlich ausbiegen, ermäßigen sich diese Unterschiede, und zwar umsomehr, je mehr die seitlichen Ausbiegungen zunehmen. Es ist daher anzunehmen, dass bei den höheren Belastungs-stufen die Spannungen der Diagonalen in Wirklichkeit jenen Werten nahe kommen, welche die Methode der Näherungsrechnung ergab.

Es ist wieder das arithmetische Mittel aus den genau berechneten Spannungen der Diagonalen eines Faches

$$\frac{X_4 + D_4}{2} = 0{,}636 + 0{,}72\,A,$$

gleich dem nach der Näherungs-Methode ermittelten Werte.

Berechnen wir schliesslich nach der genauen Methode die Spannung im gefährlichen Querschnitte, so erhalten wir zunächst die „Mehrspannung"

$$\Delta O_4 = X_4 \sin \alpha$$
$$= (0{,}45 + 0{,}532\ A) \sin \alpha;$$
$$\sin \alpha = \frac{a}{d} = 0{,}72, \text{ mithin}$$
$$\Delta O_4 = 0{,}32 + 0{,}38\ A$$

Die Gesammt-Spannung im gefährlichen Querschnitte ist daher:

$$O_4 + \Delta O_4 = 2{,}08 + 3{,}78\ A + 0{,}32 + 0{,}38\ A$$
$$= 2{,}40 + 4{,}16\ A \text{ Tonnen}$$

und die specifische Spannung daselbst

$$\sigma_4' = \frac{O_4 + \Delta O_4}{F_4} = 0{,}67 + 0{,}123\ A\ t/cm^2$$

welcher Wert genau mit jenem übereinstimmt, der nach der Näherungs-Methode berechnet wurde.

Die Secundärspannungen.

Die gelenklosen Verbindungen an den Knotenpunkten haben zur Folge, dass bei der Durchbiegung der Fachwerkträger unter den Wirkungen der Belastung auch die Fachwerkstäbe Biegungen erleiden. Die hiedurch hervorgerufenen Biegungsspannungen — die „secundären Spannungen" — vermehren, beziehungsweise vermindern die primären Spannungen der einzelnen Orte eines Querschnittes in der Weise, wie bei Stäben, die auf zusammengesetzte Festigkeit in Anspruch genommen werden. Wenn auch diese Spannungen oft eine sehr bedeutende Größe erreichen und deshalb bei der Querschnitts-Anordnung und Bemessung berücksichtigt werden müssen, so ist im vorliegenden Falle, wo es sich um Bruchversuche handelte, die rechnerische Ermittlung dieser Spannungen ohne Wert.

Sobald nämlich einmal nach einer Belastung bleibende Formänderungen der Träger sich einstellen, so liegt für nachfolgende neue Belastungen jedesmal ein neuer Zustand vor, der durch die jeweilig erreichte Deformation der betreffenden Stäbe gegeben ist. Es müsste also nach jedem Belastungsfalle die deformirte Gestalt der betreffenden Stäbe genau aufgenommen und auf Grundlage derselben nunmehr für die neue Belastung die Berechnung der secundären Spannungen neuerdings erfolgen. Aber auch dann würde eine solche Berechnung keinen Anspruch auf Wahrscheinlichkeit ihrer Resultate besitzen, weil die Gesetze, nach welchen die Formänderungen nach Ueberschreitung der Proportionalitäts-Grenze vor sich gehen, nicht genau genug bekannt sind.

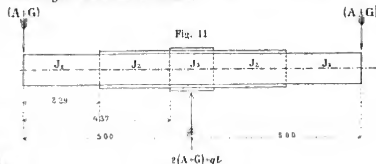
Bei den vorliegenden Versuchen, wo die maßgebenden Spannungen hoch über die Proportionalitäts-Grenze und bis zum Bruche hinaufgeführt werden mussten, wäre die Berechnung der secundären Spannungen undurchführbar und daher zwecklos. Die Wirkungen der Secundär-Spannungen im Augenblicke des Bruches könnten allenfalls aus der Differenz zwischen der durchschnittlichen Festigkeit des Materiales an der Bruchstelle und der rechnerisch ermittelten achsialen Bruchspannung des betreffenden Gurtstückes ungefähr beurtheilt werden. Dieses würde namentlich bei jenen Versuchen einigen Wert haben, wo durch sorgfältige Behandlung und Anarbeitung die schädigenden Wirkungen der Bearbeitung auf den Widerstand des Materiales vermieden worden sind.

III. Berechnung der Vollwand-Träger.

Die Bruchversuche mit Vollwand-Trägern wurden an einem Trägerpaar aus Martin-Flusseisen und an einem Trägerpaar, welches aus einer alten provisorischen Eisenbahnbrücke hergestellt worden war, vorgenommen.

a) Berechnung der Träger aus Martin-Flusseisen.

Die nachstehenden Skizzen Fig. 11, 12, 13 und 14 stellen den Längenschnitt und die drei verschiedenen Querschnitte dieser Träger dar; Fig. 11 macht überdies die Belastungsart derselben ersichtlich.



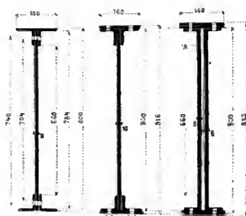


Fig. 12. Fig. 13. Fig. 14.

Das gleichmäßig vertheilt angenommene Eigengewicht pro laufenden Meter eines Trägers ist g; der gegen die Trägermitte wirksame Probedruck ist $2\ A$ und die an dem Trägerende aufruhende Last der Auflager und der Ueberlagsträger $= G$.

Für den Querschnitt $x \overline{\gtrless} 5{\cdot}0\ m$ ist das Biegungsmoment:

$$M_x = g\frac{x^2}{2} + (A + G)\ x$$

Die Spannungen der äussersten Schichten dieses Querschnittes sind:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x};\ \text{wo}\ W_x = \frac{2 J_x}{h_x}$$

Der Träger ist mit streckenweise constanten Querschnitten ausgeführt; die betreffenden Widerstands-Momente sind:

$$W_1,\ W_2 \text{ und } W_3.$$

M_x wächst proportional mit x, daher erreicht $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$ am Ende einer jeden Strecke constanten Querschnitts und in der Trägermitte jeweilig einen größten Wert. Im vorliegenden Falle kommen demnach die Querschnitte:

$$x_1 = 2{,}29\ m;\ x_2 = 4{,}375\ m \text{ und } x_3 = 5{,}00\ m$$

in Betracht.

Mit Bezug auf Fig. 12, 13 und 14 berechnet sich:

$$J_1 = 91513{,}3\ cm^4;\ W_1 = \frac{91513{,}3}{40} = 2287{,}8\ cm^3$$

$$J_2 = 127064{,}1\ cm^4;\ W_2 = \frac{127064{,}1}{40{,}8} = 3114{,}3\ cm^3$$

$$J_3 = 156408{,}5\ cm^4;\ W_3 = \frac{156408{,}5}{41{,}6} = 3759{,}8\ cm^3$$

Mit $g = 0{,}184$ Tonnen
$G = 0{,}17$ Tonnen erhält man

$$M_{x_1} = 0{,}862 + 2{,}29\ A\ t.\ m. \qquad \sigma_{x_1} = 0{,}03768 + 0{,}10\ A\ t/cm^2$$
$$M_{x_2} = 2{,}466 + 4{,}375\ A\ „\ „ \qquad \sigma_{x_2} = 0{,}0825 + 0{,}133\ A\ „$$
$$M_{x_3} = 3{,}10 + 5{,}0\ A\ „\ „ \qquad \sigma_{x_3} = 0{,}0792 + 0{,}14\ A\ „$$

Bildet man die Differenzen:

$(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1})$ und $(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_3})$, so ergibt sich:

$$(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_1}) = 0{,}04152 + 0{,}04\ A\ t/cm^2$$
$$(\sigma_{x_2} - \sigma_{x_3}) = -\ 0{,}0033 + 0{,}07\ A\ „$$

Man sieht, dass die erste Differenz für jeden positiven Wert von A, die zweite für jeden positiven Wert von A, der grösser als 0,4 t ist, positiv wird.

Es ist daher σ_{x_2} das Maximum der Spannungen, so dass der gefährliche Querschnitt bei $x_2 = 4{,}375\ m$ liegt.

Hiernach ist das maßgebende Moment:

$$M_{x_2} = 246{,}64 + 437{,}5\ A\ .\ t/cm = 3114{,}3\ \sigma$$

Daraus berechnet sich der Probedruck A zur Erzielung einer größten Spannung σ mit:

$$A = 7{,}118\ \sigma - 0{,}5637 \text{ Tonnen}$$

oder bei ausgeübtem Probedrucke A die dadurch erzielte größte Spannung:

$$\sigma = 0{,}14\ A + 0{,}079\ t/cm^2$$

Für die bei den Belastungsstufen dieses Versuches aufgebrachten Gewichte P und Q berechnen sich die folgenden Drucke A und die zugehörigen Spannungen σ im gefährlichen Querschnitte:

Gewicht P sammt Wag-schale E kg	Druck A Tonnen	Spannung σ t/cm^2
255	2·113	0·376
226	3·526	0·573
197	4·939	0·772
168	6·352	0·971
138	7·814	1·177
109	9·227	1·375
80	10·640	1·574
51	12·053	1·772
22	13·466	1·971

Gewicht Q auf Wag-schale C kg	Druck A Tonnen	Spannung σ t/cm^2
38	14·917	2·175
181	16·337	2·371
324	17·758	2·574
468	19·188	2·775
611	20·609	2·975
754	22·030	3·174

b) Berechnung der alten Schweisseisen-Träger.

Der Längenschnitt Fig. 15 und der Querschnitt Fig. 16 versinnlichen die Gestalt dieser Träger.

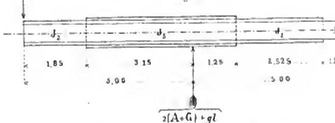


Fig. 15.

Das gleichmäßig vertheilt angenommene Eigengewicht beträgt circa 0,12 t per laufenden Meter. Hiernach wird das auf die Trägermitte bezogene Moment:

$$M = 500\ A + 235\ t/cm$$

Das Trägheits- und Widerstands-Moment des mittelsten Träger-Querschnittes ist:

Fig. 16.

$$J = 49369{,}6\ cm^4;\ W = \frac{49369{,}6}{26{,}2} = 1884{,}3\ cm^3$$

und demnach die Spannung der äussersten Schichten dieses Querschnittes, welcher zugleich der „gefährliche" ist,

$$\sigma = \frac{M}{W} = 0{,}264\ A + 0{,}124\ t/cm^2$$

Zur Erzielung einer maximalen Spannung σ ist daher ein Probedruck:

$$A = 3{,}79\ \sigma - 0{,}47 \text{ Tonnen}$$

erforderlich.

Bei den mit diesen Trägern vorgenommenen Versuchen wurden durch die aufgelegten Gewichte P die nachfolgenden Belastungsstufen und dadurch die nachstehenden Spannungen σ im gefährlichen Querschnitte erzielt:

Gewicht P sammt Wag-schale E kg	Druck A Tonnen	Spannung σ t/cm^2	Gewicht P sammt Wag-schale E kg	Druck A Tonnen	Spannung σ t/cm^2
280	0·894	0·360	173	6·109	1·737
265	1·625	0·553	158	6·840	1·930
249	2·404	0·759	142	7·619	2·135
234	3·136	0·952	127	8·350	2·328
219	3·867	1·145	112	9·061	2·521
204	4·598	1·338	96	9·861	2·727
188	5·378	1·544	81	10·592	2·920

IV. Die Formveränderung der Versuchs-Träger.

Die Größe der Durchbiegung der Trägermitte in Folge der Belastungen ist das Resultat der Längenänderungen und der Verschiebungen der einzelnen Theile des zusammengesetzten Trägers.

Da diese Längenänderungen und Verschiebungen von Spannungen bedingt sind, welche in den Organen und

zwischen diesen und ihren Verbindungen herrschen, so ist die Größe der Biegung auch als Maß der Summenwirkung der inneren Kräfte anzusehen.

Die Längenänderungen und Verschiebungen treten als „bleibende“ und als „elastische“ Formänderungen des Trägers in Erscheinung.

Die Summe dieser beiden ergeben die totale, die Differenz zwischen der letzteren und der bleibenden die elastische Formänderung.

Der theoretischen Ermittlung sind bloss die elastischen Durchbiegungen zugänglich, da die Gesetze der bleibenden Formänderungen noch nicht hinreichend bekannt sind.

a) Die bleibenden Formänderungen.

Die bleibende oder plastische Formänderung ist das Ergebnis einer mechanischen Arbeit, welche darin besteht, dass durch äussere Kraftwirkung die molekularen Widerstände im Inneren der Organe, beziehungsweise die Widerstände der Verbindungen insoweit überwunden werden, dass eine dauernde Aenderung der ursprünglichen Molekularlage, beziehungsweise eine gegenseitige Verschiebung der verbundenen Organe hervorgebracht wird.

Die Größe dieser Widerstände kann gemessen werden durch den Aufwand an mechanischer Arbeit, welcher zur Ueberwindung der Widerstände, das ist zur Erzeugung einer bestimmten plastischen Deformation nothwendig ist.

Jeder Träger aus irgend welchem Material besitzt hinsichtlich der plastischen Deformation ein der Größe nach beschränktes Gesammt-Leistungsvermögen, welches durch den bis zum Bruche des Trägers allmälig angewachsenen Aufwand an mechanischer Arbeit gemessen werden kann. Das Vermögen der plastischen Formänderung wird durch jede Anstrengung, welche eine bleibende Deformation zurücklässt, vermindert, so dass durch wiederholte derartige Angriffe dieses Vermögen nach und nach aufgezehrt und der Bruch herbeigeführt werden kann.

Zur Berechnung des Widerstandes der plastischen Deformation eines Trägers stellen wir das Diagramm der bleibenden Durchbiegungen dar und bestimmen mit Hilfe desselben die Größe der mechanischen Arbeit, welche zur Ueberwindung dieses Widerstandes erforderlich ist. Zu diesem Zwecke denken wir die jeweilig an den Trägerenden wirkenden Versuchsbelastungen A als Ordinaten und die dadurch erzeugten bleibenden Senkungen Δ der Trägerenden als Abscissen des rechtwinkeligen Coordinatensystems Fig. 17 aufgetragen, so ist die mechanische Arbeit der plastischen Deformation des halben Trägers, welche die von Null bis zur Grösse A_1 angewachsene Belastung hervorgebracht:

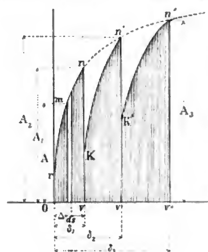


Fig. 17.

$$L_p = \int_{\Delta=0}^{\Delta=\delta_1} A \, . \, d\Delta = \text{Fläche } O\ r\ m\ n\ v$$

Nach Entlastung auf Null verbleibt die Einsenkungsgröße δ_1; für eine darauf folgende neue Belastung, welche ebenfalls von Null beginnt und bis zur Größe $A_2 > A_1$ gesteigert wird, wonach die bleibende Einsenkung δ_2 zurückbleibt, ist die Arbeit der plastischen Deformation

$$L'_p = \int_{\Delta=\delta_1}^{\Delta=\delta_2} A \, . \, d\Delta = \text{Fläche } o k\, n'\, v'$$

u. s. w.

Für stufenweise gesteigerte und bis zum erfolgten Bruche fortgesetzte Belastungen ergibt sich alsdann die geleistete Gesammt-Arbeit:

$L_p = L_p + L_{p'} + L_{p''} + \ldots\ldots \Sigma L_p =$ der schraffirten Fläche des Diagrammes, welche den ganzen Widerstand der plastischen Deformation des betreffenden halben Trägers darstellt.

Würden für jeden Belastungsfall von Null bis zur Endbelastung auch für die Zwischenbelastungen die bleibenden Einsenkungen jeweilig beobachtet werden, so wäre der Verlauf der Diagramme eines jeden einzelnen Belastungsfalles bestimmt. Diese umständliche und zeitraubende Arbeit wird jedoch nur selten durchgeführt werden können; man muss sich alsdann damit begnügen, anstatt der genauen Fläche des Arbeits-Diagrammes die von der Curve $n\ n'$ u. s. w. umhüllte Diagrammfläche zur Berechnung der gesuchten Arbeit zu benützen. Es ist nicht zu befürchten, dass hiedurch größere Fehler begangen werden, als dem Grade der Genauigkeit der Beobachtungen überhaupt angemessen ist. Auf Grund der bei den Versuchen des Brückenmaterial-Comités gepflogenen Durchbiegungs-Messungen an 20 Versuchsträgern lässt sich über die allgemeine Gestalt der umhüllenden Curve der plastischen Deformationen das Folgende sagen.

Bei mehreren Versuchen konnte schon bei Belastungen, welche in den gefährlichen Querschnitten der Träger eine Spannung von 0,6 t/cm^2 hervorbrachten, bleibende Einsenkungen wahrgenommen und gemessen werden. Von hier an ist diese Curve fast geradlinig steil aufsteigend und nur allmälig von der Ordinatenachse sich entfernend. Sodann gestaltet sich dieselbe zur Ordinatenachse convex, um nach Ueberschreitung gewisser Belastungen in schärferer Krümmung weiter abzubiegen, von wo an sie dann wieder eine mehr gestreckte Gestalt mit sanfterem Ansteigen annimmt, so dass von dort an die bleibenden Durchbiegungen nunmehr unverhältnismäßig rascher zunehmen als die Belastungen. Jener Punkt dieser Curve, wo die Krümmung am schärfsten wird, ist von besonderer Bedeutung für den plastischen Widerstand des Trägers, denn von hier an

wachsen, wie gesagt, die bleibenden Formänderungen unverhältnismäßig stärker als die Belastungen worauf bald ein Vorgang sich einstellt, der analog dem „Strecken“ des Materials ist und der auch als „Biegegrenze“ bezeichnet wird. Es ist möglich, dass diese Punkte schärfster Krümmung des Diagrammes der plastischen Deformation bei manchem Materiale identisch mit der „Streck-“, beziehungsweise „Biegegrenze“ sind; doch konnte diese Identität in den Diagrammen unserer Versuche nur in drei Fällen bestätigt werden.

Wir werden daher die Punkte schärfster Krümmung in den Diagrammen der bleibenden Formänderung unterdessen „kritische“ Punkte und die denselben entsprechenden Spannungen „kritische Spannungen“ nennen, weil in der That durch diese merkwürdigen Punkte der Diagramme eine entscheidende „kritische“ Wendung im Verhalten der Träger sich kennzeichnet.

Beim Vergleiche der Widerstandsäusserungen von Trägern gleicher Construction, jedoch verschieden im Material und Ausführung bei wenig verschiedenen Elasticitätscoëfficienten werden die elastischen Biegungen nur wenig von einander abweichen; die bleibenden Biegungen jedoch sind charakteristisch für Material und Ausführung, weshalb denselben in dieser Hinsicht volle Beachtung zukommt.

b) Die elastische Formänderung.

Diese ist jene Formänderung, welche nach Entfernung der Belastung verschwindet und bei jeder Erneuerung der Belastung wieder zum Vorschein kommt. Sie wird als Differenz der totalen und der bleibenden Durchbiegung erhalten.

Die elastische Formänderung ist das Resultat der rein elastischen Längenänderungen und Verschiebungen der Trägertheile. Um dieselbe hervorzubringen, ist ein Aufwand an mechanischer Arbeit erforderlich, welcher gleich ist der Arbeit des elastischen Widerstandes des Trägers.

Gleich den elastischen Durchbiegungen, welche erhalten werden aus der Differenz der totalen und der bleibenden Durchbiegung, wird die Arbeit der elastischen Deformation aus der Differenz der totalen Arbeit der Deformation und der Arbeit der plastischen Deformation erhalten.

Ist L_t die Arbeit der totalen Deformation,
L_e „ „ „ elastischen Deformation,
L_p „ „ „ plastischen Deformation,

so ist:

$$L_t = L_e + L_p$$

und

$$L_e = L_t - L_p.$$

Ueberdies ist die Arbeit der elastischen Deformation des halben Versuchsträgers unter der am Trägerende wirkenden Last A: $L_e = \frac{1}{2} A . \delta$, wenn δ die hiebei entstehende elastische Senkung des Trägerendes bedeutet.

Die elastische Durchbiegung der Versuchsträger besteht aus zwei Theilen:

1. aus der elastischen Durchbiegung in Folge des Eigengewichts δ_e und
2. aus der elastischen Durchbiegung δ, welche die Probelast erzeugt.

Da die Versuchsträger im Ruhezustande an beiden Enden gestützt, sonst frei liegen, bei Beginn der Versuche jedoch in der Trägermitte angehoben werden, so ist die Wirkung des Eigengewichts auf die Durchbiegung der Trägermitte aus zwei Theilen zusammengesetzt, und es ist

$$\delta_e = \delta'_e + \delta''_e$$

wie ein Blick auf nebenstehende Skizze lehrt.

Fig. 18.

Die gesammte elastische Biegung unter der am Trägerende wirkenden Last A ist daher:

$$\delta_t = \delta_e + \varkappa . A,$$

wo $\varkappa$ eine Constante bedeutet.

Unter Voraussetzung constanter Elasticität des Trägermaterials muss diese Beziehung stets Geltung behalten.

Wenn die Probelast A um ΔA gesteigert wird, so erhöht sich die Biegung um $\Delta \delta$ und es ist

$$\Delta \delta = \varkappa . \Delta A, \text{ d. h.}$$

$$\varkappa = \frac{\Delta \delta}{\Delta A}.$$

Werden die Versuchs-Ergebnisse in dieser Hinsicht auch für die hohen Belastungen, bei welchen die Spannungen σ die Elasticitätsgrenze weit überschreiten und bis an die Bruchspannung hinaufreichen, verfolgt, so ergiebt sich das wissenschaftlich interessante und auch praktisch wichtige Resultat, dass die Gleichung

$$\Delta \delta = \varkappa . \Delta A$$

ihre Giltigkeit für alle Belastungsstufen bis nahe der Bruchgrenze bewahrt. Man kann daher den Satz aussprechen:

„Die Biegungs-Elasticität der Träger bleibt während aller Belastungsstufen bis nahe zur Bruchgrenze unverändert erhalten; die elastischen Formänderungen sind auch nach Ueberschreitung der Elasticitäts-, bezw. Proportionalitätsgrenze proportional der Belastung.“

Die plastische Deformation hat sonach keinen Einfluss auf das elastische Verhalten der Träger.

Diesem Gesetze folgten die elastischen Deformationen auch bei den hohen Belastungsstufen nicht minder genau als innerhalb der Elasticitäts-, bezw. Proportionalitätsgrenze.

Hiernach gäbe es für Stahl und Eisen eigentlich weder eine Elasticitäts- noch eine Proportionalitätsgrenze; diese beiden Grenzwerte fielen — wenigstens bei unseren Versuchsträgern — mit der Bruchgrenze nahezu zusammen.

Zum Nachweise des eben besprochenen gesetzmäßigen Verhaltens wollen wir für jedes Versuchsträgerpaar die erhobenen mittleren elastischen Durchbiegungen in's Auge fassen, um auf Grundlage eines Ausdruckes von der Form:

$$u = a + k . A,$$

die Constanten a und k nach der Methode der kleinsten Quadrate zu berechnen.

Es ist hiernach:

$$a = \frac{\Sigma (A)^2 \,.\, \Sigma (\delta) - \Sigma (A)\, \Sigma \,.\, (A\,\delta)}{n\, \Sigma (A)^2 \quad - \quad [\Sigma (A)]^2} \text{ und}$$

$$k = \frac{n\, \Sigma (A\,\delta) \quad - \Sigma (A) \,.\, \Sigma (\delta)}{n\, \Sigma (A)^2 \quad - \quad [\Sigma (A)]^2}$$

In den folgenden Tabellen sind für 10 Trägerpaare die betreffenden, den Biegungs-Versuchen entnommenen Werte A und δ, sowie die erforderlichen Rechnungsresultate enthalten.

Es bezeichnen insbesondere daselbst: δ_1 und δ_2 die dem ersten bezw. zweiten Träger entsprechenden elastischen Durchbiegungen, es sind dies also die Differenzen zwischen den totalen und den bleibenden Biegungen für jeden Träger des Versuchsobjectes bei der erzielten Maximalspannung σ oder bei der Belastung A des Trägerendes, $\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$ entspricht dem arithmet. Mittel dieser Biegungen.

Wegen der unvermeidlichen Verschiedenheit in der Drucküberträgung auf jeden Träger ist die Einführung dieser Mittelwerte für die Biegungen erforderlich.

u bezeichnet den wahrscheinlichsten Wert der Durchbiegung; die Differenz $(u - \delta)$ zwischen diesem Werte und der direct erhobenen Durchbiegung ist von besonderem Interesse für die Beurtheilung der Uebereinstimmung des Gesetzes: $u = a + k\,A$ mit den Versuchswerten.

Versuch I. Fachwerkträger aus Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

σ_1 t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2} = \delta$ cm	A	$A.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·4	0·40	0·44	0·42	3·04	1·277	9·242	0·461	+ 0·041
0·6	0·65	0·66	0·66	4·89	3·227	23·912	0·650	− 0·010
0·8	0·85	0·90	0·88	6·74	5·931	45·428	0·838	− 0·042
1·0	1·06	1·10	1·08	8·59	9·277	73·788	1·027	− 0·053
1·2	1·22	1·28	1·25	10·45	13·063	109·203	1·217	− 0·033
1·4	1·38	1·46	1·42	12·30	17·466	151·290	1·406	− 0·014
1·6	1·59	1·66	1·63	14·15	23·065	200·223	1·594	− 0·036
1·8	1·84	1·92	1·88	16·04	29·155	257·282	1·787	− 0·093
2·0	1·89	2·00	1·95	17·90	34·905	320·410	1·977	+ 0·027
2·2	2·07	2·19	2·13	19·76	42·089	390·458	2·167	+ 0·037
2·4	2·24	2·38	2·31	21·62	49·942	467·424	2·356	+ 0·046
2·6	2·46	2·53	2·50	23·48	58·700	551·310	2·546	+ 0·046
		$\Sigma =$	18·11	158·96	284·097	2599·970		

$a = 0·151$; $K = 0·102$
$u = 0·151 + 0·102\ A.$

Versuch II. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

σ_1 t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2} = \delta$ cm	A Tonnen	$A.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
1·2	1·15	1·20	1·175	10·45	12·279	109·230	1·191	+0·016
1·6	1·55	1·58	1·565	14·15	22·145	200·223	1·546	−0·019
1·8	1·67	1·82	1·745	16·04	27·990	257·282	1·728	−0·017
2·2	2·01	2·14	2·075	19·76	41·002	390·459	2·085	+0·010
2·4	2·22	2·33	2·275	21·62	49·186	467·424	2·264	−0·011
2·6	2·39	2·54	2·465	23·48	57·878	551·310	2·442	−0·023
2·8	2·57	2·74	2·655	25·34	67·278	642·115	2·621	−0·034
3·0	2·79	3·02	2·905	27·21	79·045	740·384	2·800	−0·105
3·2	2·83	2·95	2·890	29·06	83·983	811·481	2·978	+0·088
		$\Sigma =$	19·750	187·11	440·786	4202·911		

$a = 0·188$,
$k = 0·096$, mithin $u = 0·188 + 0·096\ A.$

Versuch III. Fachwerkträger aus steier. Schweisseisen von Donawitz.

σ_1 t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2} = \delta$ cm	A Tonnen	$A\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·4	0·45	0·51	0·480	3·04	1·459	9·242	0·502	+ 0·022
0·6	0·68	0·75	0·720	4·89	3·521	23·912	0·695	− 0·025
0·8	0·88	0·97	0·920	6·74	6·201	45·428	0·887	− 0·033
1·0	1·08	1·19	1·140	8·59	9·793	73·788	1·079	− 0·061
1·2	1·20	1·32	1·260	10·45	13·167	109·203	1·273	+ 0·013
1·4	1·36	1·55	1·455	12·30	17·897	151·290	1·465	+ 0·010
1·6	1·54	1·69	1·615	14·20	22·933	201·640	1·663	+ 0·048
1·8	1·64	1·89	1·765	16·04	28·311	257·282	1·854	+ 0·089
2·0	2·00	2·20	2·100	17·90	37·590	320·410	2·048	− 0·052
2·2	2·25	2·30	2·275	19·76	44·954	390·459	2·241	− 0·034
2·4	2·40	2·54	2·470	21·62	53·401	467·424	2·434	− 0·036
2·6	2·43	2·87	2·650	23·48	62·222	551·310	2·628	− 0·022
		$\Sigma =$	18·850	159·01	301·449	2601·388		

$a = 0·186$; $k = 0·104$
$u = 0·186 + 0·104$ A.

Versuch IV. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.

σ_1 t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2} = \delta$ cm	A Tonnen	$A.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·4	0·48	0·48	0·48	3·04	1·459	9·242	0·440	−0·040
0·6	0·67	0·66	0·66	4·89	3·227	23·912	0·634	−0·026
1·0	1·04	1·05	1·05	8·59	9·020	73·788	1·015	−0·035
1·2	1·22	1·20	1·210	10·45	12·645	109·203	1·206	−0·004
1·4	1·32	1·37	1·345	12·30	16·544	151·290	1·397	+0·052
1·6	1·60	1·60	1·600	14·20	22·720	201·640	1·593	−0·007
1·8	1·75	1·80	1·775	16·04	28·471	257·282	1·782	+0·007
2·0	1·91	1·99	1·950	17·90	34·905	320·410	1·974	+0·024
2·2	2·16	2·20	2·180	19·76	43·077	390·458	2·165	−0·015
2·4	2·36	2·38	2·370	21·62	51·239	467·424	2·357	−0·013
2·6	2·53	2·62	2·575	23·48	60·461	551·310	2·548	−0·027
2·8	2·77	2·80	2·785	25·34	70·572	642·116	2·740	−0·045
3·0	2·96	3·03	2·995	27·21	81·630	740·384	2·933	−0·062
		$\Sigma =$	22·975	204·82	435·970	3938·459		

$a = 0·130$; $k = 0·103$; $u = 0·130 + 0·103\ A.$

Versuch V. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

σ_1 t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2} = \delta$ cm	A Tonnen	$A\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
1·0	1·02	1·08	1·05	8·59	9·020	73·788	1·056	+ 0·006
1·2	1·19	1·25	1·22	10·45	12·749	109·203	1·237	+ 0·017
1·4	1·39	1·44	1·415	12·30	17·405	151·290	1·430	+ 0·015
1·6	1·57	1·66	1·615	14·15	22·852	200·223	1·610	− 0·005
1·8	1·74	1·83	1·785	16·04	28·631	257·282	1·793	+ 0·008
2·0	1·92	1·96	1·940	17·90	34·726	320·410	1·973	+ 0·033
2·2	2·11	2·20	2·155	19·76	42·583	390·458	2·154	− 0·001
2·4	2·28	2·36	2·320	21·62	50·158	467·424	2·334	+ 0·014
2·6	2·51	2·53	2·520	23·48	59·170	551·310	2·515	− 0·005
2·8	2·65	2·81	2·730	25·34	69·178	642·115	2·695	− 0·035
3·0	2·69	2·90	2·795	27·21	76·052	740·384	2·876	+ 0·081
		$\Sigma =$	21·545	196·84	422·623	3903·887		

$a = 0·223$; $k = 0·097$
$u = 0·223 + 0·097$ A.

Versuch VI. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Minder sorgfältige Ausführung.)

σ_t t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2}=\delta$ cm	A Tonn	$A\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·8	0·82	0·83	0·825	6·74	5·561	45·428	0·854	+ 0·029
1·2	1·16	1·20	1·180	10·45	12·331	109·203	1·194	+ 0·014
1·6	1·57	1·60	1·585	14·20	22·507	201·640	1·540	— 0·045
1·8	1·73	1·78	1·755	16·04	28·150	257·282	1·710	— 0·045
2·4	2·37	2·29	2·330	21·62	50·375	467·424	2·223	— 0·107
2·6	2·16	2·45	2·305	23·48	54·121	551·310	2·494	+ 0·189
		Σ =	9·980	92·53	173·045	1632·287		

$a = 0{\cdot}234;\ k = 0{\cdot}092$

$u = 0{\cdot}234 + 0{\cdot}092\ A.$

Versuch VII. Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Sorgfältige Ausarbeitung.)

σ_t t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2}=\delta$ cm	A Tonn	$A\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·6	0·62	0·63	0·625	4·89	3·056	23·912	0·618	— 0·007
0·8	0·79	0·80	0·795	6·74	5·358	45·428	0·792	— 0·003
1·2	1·09	1·14	1·115	10·45	11·652	109·203	1·140	+ 0·025
1·6	1·55	1·54	1·545	14·20	21·939	201·640	1·493	— 0·052
1·8	1·69	1·67	1·680	16·04	26·947	257·282	1·666	— 0·014
2·2	2·03	2·00	2·015	19·76	39·816	390·459	2·025	+ 0·010
2·4	2·10	2·13	2·115	21·62	45·726	467·424	2·190	+ 0·075
2·6	2·30	2·34	2·320	23·48	54·474	551·310	2·365	+ 0·045
2·8	2·61	2·58	2·595	25·34	65·757	642·115	2·540	— 0·055
3·0	2·82	2·68	2·750	27·21	74·828	740·384	2·716	— 0·034
		Σ =	17·555	169·73	349·553	3429·157		

$a = 0{\cdot}158;\ k = 0{\cdot}094$

$u = 0{\cdot}158 + 0{\cdot}094\ A.$

Versuch VIII. Fachwerkträger aus böhmischem Schweisseisen von Kladno.

σ_t t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2}=\delta$ cm	A Tonnen	$A\,.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·6	0·66	0·72	0·690	4·89	3·374	23·910	0·675	—0·015
0·8	0·83	0·86	0·845	6·74	5·695	45·428	0·858	+0·013
1·2	1·2·	1·26	1·230	10·45	12·749	109·203	1·226	+0·006
1·4	1·38	1·47	1·425	12·30	17·528	151·290	1·409	—0·016
1·6	1·59	1·66	1·625	14·20	23·075	201·640	1·596	—0·029
1·8	1·64	1·73	1·685	16·04	27·027	257·282	1·779	+0·094
2·2	2·20	2·23	2·215	19·76	43·768	390·459	2·147	— 0·068
2·4	2·33	2·52	2·425	21·62	52·429	467·424	2·331	—0·094
2·6	2·31	2·53	2·420	23·48	57·056	551·310	2·516	+0·096
		Σ =	14·560	129·48	242·701	2197·946		

$a = 0{\cdot}191;\ k = 0{\cdot}099,$

$u = 0{\cdot}191 + 0{\cdot}099\ A.$

Versuch IX. Vollwandträger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

σ_t t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2}=\delta$ cm	A Tonn	$A\,.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·57	0·68	0·69	0·685	3·53	2·418	12·461	0·665	—0·020
0·77	0·81	0·87	0·840	4·94	4·150	24·404	0·847	+0·007
1.18	1·14	1·22	1·180	7·81	9·216	60·996	1·217	+0·037
1·38	1·36	1·41	1·385	9·23	12·784	85·193	1·401	+0·016
1·57	1·55	1·58	1·565	10·64	16·652	113·210	1·582	+0·017
1·77	1·77	1·82	1·795	12·05	21·630	145·203	1·764	—0·031
1·97	1·93	1·95	1·940	13·47	26·132	181·441	1·948	+ 0·008
2·18	2·10	2·22	2·160	14·92	32·227	222·606	2·135	— 0·025
2·57	2·50	2·46	2·480	17·76	44·045	315·418	2·501	+0·021
2·78	2·65	2·71	2·680	19·19	51·429	368·256	2·686	+0·006
2·98	2·81	2·89	2·850	20·61	58·739	424·772	2·869	+0·019
		Σ =	19·560	134·15	279·422	1953·960		

$a = 0{\cdot}210;\ k = 0{\cdot}129,$

$u = 0{\cdot}210 + 0{\cdot}129\ A.$

Versuch X. Alte Blechträger aus Schweisseisen.

σ_t t/cm²	δ_1 cm	δ_2 cm	$\frac{\delta_1+\delta_2}{2}=\delta$ cm	A Tonn	$A\,.\,\delta$	A^2	u cm	$(u-\delta)$ cm
0·55	1.30	1·30	1·300	1·63	2·119	2·657	1·199	—0·101
0·76	1·49	1·51	1·500	2·40	3·600	5·760	1·523	+0·023
0·95	1·80	1·76	1·780	3·14	5·589	9·860	1·845	+0·065
1·15	2·08	2·03	2·055	3·87	7·953	14·977	2·142	+0·087
1·34	2·50	2·46	2·480	4·60	11·408	21·160	2·445	—0·035
1·74	3·11	3·11	3·110	6·11	19·002	37·332	3·085	—0·025
1·93	3·44	3·42	3·430	6·84	23·461	46·786	3·393	—0.037
2·14	3·72	3·69	3·705	7·62	28·232	58·064	3·721	+0·016
2·33	3·96	4·01	3·985	8·35	33·275	69·723	4·038	+0·053
2·52	4·38	4·41	4·395	9·08	39·907	82·446	4·336	—0.059
2.73	4·58	4·74	4·660	9·86	45·948	97·220	4·664	+0·004
		Σ =	32·400	63·50	220·494	445·985		

$a = 0{\cdot}513;\ k = 0{\cdot}421$

$u = 0{,}513 + 0{\cdot}421\ A.$

Zusammenstellung der Werte der Constanten a und k für die Fachwerkträger.

Bezeichnung des Materials und der Herkunft der Versuchs-Träger	a	k
Versuch I. Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz	0·151	0·102
„ II. Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz	0·188	0·096
„ III. Schweisseisen von Donawitz	0·186	0·104
„ IV. Martin-Flusseisen von Witkowitz	0.130	0·103
„ V. „ „ „ Donawitz	0·223	0·097
„ VI. „ „ „ Teschen minder sorgfältige Ausarbeitung	0·234	0·092
„ VII. Martin-Flusseisen von Teschen sorgfältige Ausarbeitung	0·158	0·094
„ VIII. Schweisseisen von Kladno	0·191	0·099
Durchschnittlich	0·182	0·098

Die vorstehenden Tabellen erweisen die Richtigkeit des oben ausgesprochenen Satzes; sie lassen erkennen, dass die Abweichungen der einzelnen Beobachtungen von dem angenommenen Gesetze auch bei Spannungen σ, die hoch über der Proportionalitätsgrenze lagen, nicht größer sind, als innerhalb dieser Grenze. Die graphischen Darstellungen auf Taf. XXI u. XXII zeigen ebenfalls in augenfälliger Weise die Gesetzmäßigkeit des elastischen Verhaltens der Versuchträger bis nahe an die Bruchgrenze.

V. Berechnung der elastischen Durchbiegung der Versuchsträger.

I. Die Fachwerksträger.

1. Berechnung der Senkung des Trägerendes unter Einwirkung einer daselbst angreifenden Einzelnlast = einer Tonne.

Bezeichnet:

S die in Folge dieser Belastung entstehende Spannung irgend eines Stabes,

λ dessen Länge,

F dessen Querschnittsfläche und

E den für alle Stäbe constanten Elasticitätscoëfficienten, so ist nach dem Satze von der virtuellen Arbeit:

$$1.\ \delta = \Sigma\ S . \Delta\lambda, \text{ wo}$$

δ die Größe der vertikalen Senkung des Trägerendes und

$\Delta\lambda$ die Längenänderung eines Stabes bedeutet.

Da $\Delta\lambda = S\frac{\lambda}{FE}$, so ist auch

$$\delta = \frac{1}{E}\ \Sigma\ \frac{S^2\lambda}{F}$$

Diese Summe ist auf den halben Träger zu erstrecken.

Die Werte S für die vorliegende Belastung wurden vorhin bereits berechnet und können hier unmittelbar benützt werden.

In der folgenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Rechnungswerte zusammengestellt.

Des Stabes				S^2	$\frac{S^2}{F}$	$\frac{S^2}{F}\lambda$
Bezeichnung	Länge λ m	Querschnitt F qm	Spannung S Tonnen			
O_1	1·25	0·002112	0·663	0·440	208·12	
O_2	„	0·003056	1·653	2·720	889·44	
O_3	„	0·004112	2·675	7·180	1744·74	
O_4	„	0·004112	3·780	14·290	3474·90	
U_1	„	0·002112	— 0·378	0·143	68·20	
U_2	„	0·004112	— 1·470	2·160	524·88	
U_3	„	0·005392	— 2·530	6·400	1184·00	
U_4	„	0·005392	— 3·507	12·320	2279·20	12964·19
X_1	1·73	0·00[illegible]88	0·524	0·275		
X_2	„	„	0·594	0·353		
X_3	„	„	0·620	0·384		
X_4	„	„	0·532	0·283	1476·8	
D_1	„	0·001792	— 0·917	0·841		
D_2	„	„	— 0·847	0·717		
D_3	„	„	— 0·820	0·672		
D_4	„	„	— 0·909	0·826	1707·5	550[illegible]·84
V_0	1·2	0·003584	— 0·363	0·132	56·83	
V_1	„	0·001792	+ 0·224	0·050		
V_2	„	„	+ 0·161	0·026		
V_3	„	„	+ 0·202	0·041		
V_4	„	„	— 0·369	0·545	369·40	487·48
					$\Sigma\frac{S^2}{F}\lambda =$	18960·51

Mit $E = 20,000.000\ t/m^2$ ergibt sich:

$$\delta = 0·948\ mm$$

Wirkt am Trägerende die Kraft $(A + G)$, so ist:

$\delta = 0·948\ (A + G)$ und da $G = 0·17\ t$, so ist auch

$$\delta = 0·1 + 0·948\ A.$$

2. Die Senkung des Trägerendes unter Einfluss des Eigengewichtes.

Bezeichnet:

S_0 Die Spannung eines Stabes im Allgemeinen in Folge des Eigengewichts,

λ, F und E dieselben Größen wie im vorigen Falle,

u die Spannung eines Stabes in Folge einer am Trägerende wirksam gedachten Einzellast von einer Tonne und δ_0 die Einsenkung des Trägerendes unter dem Eigengewichte, so ist nach dem Satze der virtuellen Arbeit:

$$1.\ \delta_0 = \frac{1}{E}\ \Sigma\ \frac{S_0 . \lambda}{F}\, u$$

In der nachstehenden Tabelle sind die zur Summenbildung erforderlichen Werthe zusammengestellt.

Des Stabes					$\frac{S_0}{F}$	$\frac{S_0}{F}.u$	$\lambda\,\Sigma\frac{S_0}{F}u$
Zeichen	λ m	F qm	S_0 Tonnen	u Tonnen			
O_1	1·25	0·002112	0·063	0·663	29·80	19·67	
O_2	„	0·003056	0·296	1·653	98·10	161·70	
O_3	„	0·004112	0·738	2·675	179·82	485·46	
O_4	„	0·004112	1·439	3·780	349·92	1330·00	
U_1	„	0·002112	— 0·043	— 0·378	— 20·34	7·71	
U_2	„	0·004112	— 0·234	— 1·470	— 56·86	85·40	
U_3	„	0·005392	— 0·641	— 2·530	— 118·40	296·00	
U_4	„	0·005392	— 1·213	— 3·507	— 222·00	777·00	8953·66
X_1	1·73	0·00088	0·059	0·524			
X_2	„	„	0·177	0·594			
X_3	„	„	0·269	0·620			
X_4	„	„	0·357	0·532		59[illegible]·78	1021·91
D_1	„	0·001792	— 0·088	— 0·917			
D_2	„	„	— 0·264	— 0·847			
D_3	„	„	— 0·435	— 0·820			
D_4	„	„	— 0·671	— 0·909		708·70	1226·10
V_0	1·2	0·003584	+ 0·010	— 0·363	+ 2·79	— 1·01	
V_1	„	0·001792	+ 0·010	+ 0·224			
V_2	„	„	+ 0·078	+ 0·161			
V_3	„	„	+ 0·157	+ 0·202			
V_4	„	„	— 0·299	— 0·369		92·10	109·32
						$\Sigma\frac{S_0}{F}\lambda u =$	6310·99

Mit $E = 20,000.000\ t/m^2$ erhält man

$$\delta'_0 = 0·315\ mm.$$

3. Vor dem Anheben der Träger ruhen dieselben auf ihren beiden Enden allein auf und schweben sonst frei über die Spannweite von 10·0 m. In diesem Zustande gelangen die Höhenlagen der an den einzelnen Vertikalständern befestigten Höhenmarken zur Einmessung. Deshalb ist es nothwendig, auch für diesen Zustand der Träger die Durchbiegung unter dem Eigengewichte zu berechnen.

Für die Berechnung der Spannungen der Fachwerkstäbe kann von dem Widerstande der flachen Diagonalen abgesehen werden, da dieselben in diesem Zustande der

Träger Druck erhalten und in Folge dessen durch seitliches Ausbiegen nachgeben.

Für das nunmehr **einfache** Fachwerk Fig. 19 berechnen sich die Spannungen der einzelnen Stäbe folgendermaßen:

Fig. 19.

$O_1' = -7K\frac{a}{h}$ $\qquad U_1' = 0$

$O_2' = -12K\frac{a}{h}$ $\qquad U_2' = +7K\frac{a}{h}$

$O_3' = -15K\frac{a}{h}$ $\qquad U_3' = +12K\frac{a}{h}$

$O_4' = -16K\frac{a}{h}$ $\qquad U_4' = +15K\frac{a}{h}$

$D_1' = +7K\frac{d}{h}$ $\qquad V_0' = -7K$

$D_2' = +5K\frac{d}{h}$ $\qquad V_1' = -6K$

$D_3' = +3K\frac{d}{h}$ $\qquad V_2' = -4K$

$D_4' = +K\frac{d}{h}$ $\qquad V_3' = -2K$

$\qquad V_4' = -K$

Da $\frac{a}{h} = \frac{1\cdot25}{1\cdot2} = 1\cdot04$

$\frac{d}{h} = \frac{1\cdot73}{1\cdot2} = 1\cdot44$ und $K = 0\cdot102$ Tonnen, so ist

$O_1' = -0\cdot74$ Tonnen $\qquad U_1' = 0$
$O_2' = -1\cdot27$ „ $\qquad U_2' = +0\cdot74$ Tonnen
$O_3' = -1\cdot59$ „ $\qquad U_3' = +1\cdot27$ „
$O_4' = -1\cdot70$ „ $\qquad U_4' = +1\cdot59$ „

$D_1' = +1\cdot03$ Tonnen $\qquad V_0' = -0\cdot71$ Tonnen
$D_2' = +0\cdot74$ „ $\qquad V_1' = -0\cdot61$ „
$D_3' = +0\cdot44$ „ $\qquad V_2' = -0\cdot41$ „
$D_4' = +0\cdot15$ „ $\qquad V_3' = -0\cdot20$ „
$\qquad V_4' = -0\cdot10$ „

Um die **Einsenkung der Trägermitte** zu berechnen, nehmen wir dortselbst eine Einzellast = 1 Tonne wirksam an, wodurch in allen Stabtheilen Spannungen, deren Größe im Allgemeinen mit u' bezeichnet werden mag, entstehen.

Mit Anwendung des Satzes der virtuellen Arbeit wird dann die Senkung der Trägermitte erhalten mit:

$$\zeta_c'' = \frac{1}{E}\Sigma^1 \frac{S_o'\lambda}{F} u' = \frac{2}{E}\Sigma^{\frac{1}{2}} \frac{S_o'\lambda}{F} u',$$

wobei S_o' im Allgemeinen die Spannung eines Stabes durch das Eigengewicht bedeutet.

Es ergeben sich für die u' die folgenden nach den Stäben bezeichneten Werte:

$O_1' = -\frac{1}{2}\frac{a}{h}$ $\qquad U_1' = 0$

$O_2' = -\frac{a}{h}$ $\qquad U_2' = +\frac{1}{2}\frac{a}{h}$

$O_3' = -\frac{3}{2}\frac{a}{h}$ $\qquad U_3' = +\frac{a}{h}$

$O_4' = -2\frac{a}{h}$ $\qquad U_4' = +\frac{3}{2}\frac{a}{h}$

$V_0' = -\frac{1}{2} = V_1' = V_2' = V_3'$

$V_4' = 0$

$D_1' = D_2' = D_3' = D_4' = +\frac{1}{2}\frac{d}{h}.$

Nach Einführung der Werte für $\frac{a}{h}$ und $\frac{d}{h}$ erhält man:

$O_1' = -0\cdot52$ Tonnen $\qquad U_1' = 0$
$O_2' = -1\cdot04$ „ $\qquad U_2' = +0\cdot52$ Tonnen
$O_3' = -1\cdot56$ „ $\qquad U_3' = +1\cdot04$ „
$O_4' = -2\cdot08$ „ $\qquad U_4' = +1\cdot56$ „

$V_0' = V_1' = V_2' = V_3' = -0\cdot5$ Tonnen
$D_1' = D_2' = D_3' = D_4' = +0\cdot72$ „

In nachfolgender Tabelle sind die zur Summenbildung nothwendigen Werte zusammengestellt:

Des Stabes: Zeichen	Länge λ m	Querschnitt F qm	S_o' ton.	u' ton.	$\frac{S_o'}{F}$	$\frac{S_o'}{F}u$	$\lambda\Sigma\frac{S_o'}{F}u'$
O_1'	1·25	0·002112	− 0·74	− 0·52	− 350·02	182·0	
O_2'	„	0·003056	− 1·27	− 1·04	− 415·29	431·9	
O_3'	„	0·004112	− 1·59	− 1·56	− 386·37	602·7	
O_4'	„	„	− 1·70	− 2·08	− 413·10	867·5	
U_1'	„	0·002112	0	0	0	0	
U_2'	„	0·004112	0·74	0·52	179·82	93·5	
U_3'	„	0·005392	1·27	1·04	234·95	244·4	
U_4'	„	„	1·59	1·56	294·15	459·0	3601·25
D_1'	1·73	0·001792	1·03	0·72	574·74		
D_2'	„	„	0·74	„	412·92		
D_3'	„	„	0·44	„	245·52		
D_4'	„	„	0·15	„	83·70	948·2	1640·39
V_0'	1·2	0·003584	− 0·71	− 0·50	− 198·10		
V_1'	„	0·001792	− 0·61	„	− 340·38		
V_2'	„	„	− 0·41	„	− 228·78		
V_3'	„	„	− 0·20	„	− 111·60	439·5	527·40
V_4'	„	„	− 0·10	0	− 55·8	0	
					$\Sigma^{\frac{1}{2}}\frac{S_o'\lambda}{F}u' =$		5769·04

Daher ist

$$\zeta_c'' = \frac{2 \times 5769}{20,000,000} = 0\cdot58 \text{ mm}$$

Die **gesammte Biegung** unter dem Eigengewichte und der Probelast ist somit: $\zeta_t = \zeta_c' + \zeta_c'' + \zeta$, d. i. $\zeta_t = 1\cdot06 + 0\cdot948\,\Delta$ in *mm*.

II. Vollwand-Träger.

Für einen geraden Träger, der einerseits festgehalten, dessen zweites Ende frei schwebend ist, Fig. 20, wird unter beliebiger Belastung und Vernachlässigung des unbedeutenden Einflusses der Transversalkraft die Einbiegung y eines Punktes x seiner Achse:

$$y = \frac{1}{E}\int_0^x (l-\xi)\frac{M_\xi}{J_\xi}\cdot d\xi$$

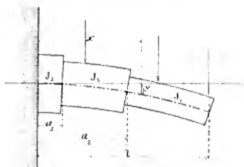


Fig. 20.

Hiebei bedeutet:

M_ξ das Biegungsmoment im Querschnitte ξ,
J_ξ das Trägheitsmoment des Querschnittes ξ,
E den Elasticitätsmodul.

Der vollwandige Träger aus Martin-Flusseisen hat streckenweise constante Querschnitte (Fig. 12—14) und es berechnet sich die Einsenkung seines Trägerendes in Folge des gleichmäßig vertheilten Eigengewichts g pro laufenden Meter mit:

$$\delta_e' = \frac{1}{2}\frac{g}{E}\left\{\frac{1}{J_3}\int_0^{a_3}(l-\xi)^3 d\xi + \frac{1}{J_2}\int_{a_3}^{a_2}(l-\xi)^3 . d\xi + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{J_1}\int_{a_2}^{l}(l-\xi)^3 . d\xi\right\}$$

Bei Belastung des Trägerendes mit der Last $(A+G)$ wird die hiedurch hervorgebrachte Senkung des Trägerendes:

$$\delta = (A+G)\left\{\frac{1}{J_3}\int_0^{a_3}(l-\xi)^2 . d\xi + \frac{1}{J_2}\int_{a_3}^{a_2}(l-\xi)^2 . d\xi + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{J_1}\int_{a_2}^{l}(l-\xi)^2 . d\xi\right\}$$

Bei diesen Versuchsträgern ist:

$a_3 = 0{\cdot}5\ m$ $\qquad J_3 = 0{\cdot}00188954\ m^4$
$a_2 = 2{\cdot}5$ „ $\qquad J_2 = 0{\cdot}00145499$ „
$l = 5{\cdot}0$ „ $\qquad J_1 = 0{\cdot}00103714$ „

daher:

$\int_0^{a_3}(l-\xi)^3 d\xi = 53{\cdot}734$ $\qquad \int_0^{a_3}(l-\xi)^2 d\xi = 11{\cdot}29$

$\int_{a_3}^{a_2}(l-\xi)^3 d\xi = 92{\cdot}750$ $\qquad \int_{a_3}^{a_2}(l-\xi)^2 . d\xi = 25{\cdot}17$

$\int_{a_2}^{l}(l-\xi)^3 . d\xi = 9{\cdot}766$ $\qquad \int_{a_2}^{l}(l-\xi)^2 d\xi = 5{\cdot}21,$

womit

$\delta_e' = 50788{\cdot}75\,\frac{g}{E}$;

$\delta = 28302{\cdot}9\ \frac{(A+G)}{E}$ sich ergibt.

Da vor Einwirkung der Versuchsbelastungen die Träger in ihren Enden unterstützt sind und unter dem Eigengewichte eine Durchbiegung erleiden, so muss — wie bei den Fachwerkträgern — auch die Größe dieser Durchbiegung δ_e'' in Rechnung gezogen werden.

Mit Benützung der eben berechneten Zahlengrößen erhält man für diesen Fall:

$$\delta_e'' = \frac{gl}{E}.28302{,}9 - 50788{,}75\frac{g}{E}$$
$$= 90725{,}75\frac{g}{E}.$$

Demnach ist die gesammte Durchbiegung unter dem Eigengewichte und der Versuchslast:

$$\delta_t = \delta_e' + \delta_t'' + \delta = 141514{,}5\frac{g}{E} + 28302{,}9\frac{(A+G)}{E}$$

mit $g = 0{,}184$ Ton., $G = 0{,}17$ Ton. u. $E = 20{,}000.000\ t/m^2$ ist

$$\delta_t = 1{,}54 + 1{,}42\ A \text{ in } mm.$$

III. Für die Vollwandträger aus Schweisseisen (Alte Brücken-Träger) berechnet sich die Einbiegung wie folgt:

$\delta_e' = \frac{1}{8}\frac{gl^4}{EJ_m}$ in Folge des Eigengewichtes;

$\delta = \frac{1}{3}\frac{(A+G)l^3}{EJ_m}$ unter Einfluss der Belastung des Trägerendes mit $(A+G)$ und in Folge des Eigengewichts bei beiderseits unterstützten Trägern mit

$$\delta_e'' = \frac{5}{384}\cdot\frac{g(2l)^4}{EJ_m};\ \text{daher}$$

$$\delta_t = \delta_e' + \delta_e'' + \delta = \frac{l^3}{EJ_m}\left\{\frac{1}{8}gl + \frac{80}{384}gl + \frac{1}{3}(A+G)\right\}$$

$$= \frac{1}{3}\frac{l^3}{EJ_m}\left\{gl + (A+G).\right\}$$

Führt man für J_m ein mittleres Trägheitsmoment ein, welches erhalten wird aus der Beziehung:

$$J_m = \frac{J_1 e_1 + J_2 e_2 + J_3 e_3}{e_1 + e_2 + e_3},$$

wobei e_1, e_2 und e_3 die Strecken der constanten Querschnitte und deren Trägheitsmomente J_1, J_2 und J_3, so ergibt sich:

$J_m = 0{,}00047117\ m^4.$
Mit $l = 5{,}0\ m$
$g = 0{,}12\ t$
$G = 0{,}17\ t$
$E = 20000{,}000\ t/m^2$

erhält man:

$$\delta_t = 3{,}4 + 4{,}41\ A \text{ in } mm.$$

In den nachfolgenden Tabellen sind die aus den directen Messungen gebildeten arithm. Mittel der totalen und der bleibenden, sowie der erhobenen elastischen Einsenkungen zusammengestellt.

Tabelle der **totalen** mittleren Durchbiegungen (*mm*)

a) der Fachwerkträger:

Material und Herkunft der Träger	A *Tonn.* = / σ_4 *t/cm²* =	3·04 / 0·4	4·89 / 0·6	6·74 / 0·8	8·59 / 1·0	10·45 / 1·2	12·30 / 1·4	14·15 / 1·6	16·04 / 1·8	17·90 / 2·0	19·76 / 2·2	21·62 / 2·4	23·48 / 2·6	25·34 / 2·8	27·21 / 3·0	29·06 / 3·2	30·92 / 3·4
Thomas-Flusseis. v. Kladno-Teplitz		4·20	6·55	8·75	10·80	12·50	14·20	16·25	19·00	20·05	22·05	27·40	37·85				
Martin- „ „ „ „		3·60	6·30	8·35	10·05	12·25	14·35	16·75	19·25	21·65	24·55	29·35	37·80	51·70	74·05	89·05	97·6
Steier. Schweisseisen v. Donawitz		4·80	7·15	9·25	11·35	13·80	16·60	20·10	23·75	30·70	40·50	52·80	68·40				
Martin-Flusseisen von „		5.15	7·15	9·05	10·95	13·05	15·40	18·05	20·50	23·50	27·90	35·10	46·10	62·50	79·50		
„ „ „ Witkowitz		4·80	6·65	8·55	10·45	12·65	14·90	17·65	20·10	22·65	25·70	29·20	30·35	40·25	49·05	62·90	74·15
„ „ „ Teschen (minder sorgfältige Ausführung)		4·85	6·60	8·60	10·35	13·00	15·30	18·15	21·20	25·05	33.90	49·90	68·15	90·30			
Martin-Flusseisen v. Teschen (sorgfältige Ausführung)		4·35	6·25	8·20	10·05	11·90	14·35	17·10	19·50	22·55	27·50	31·80	47·50	66·00	93·20	118·65	137·15
Böhm. Schweisseisen von Kladno.		5·25	7·20	9·05	10·90	13·20	15·55	18·15	20·35	23·25	28·40	36·75	47·45				

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz:

A *Tonn.* = / σ *t/cm²* =	2·11 / 0·38	3·53 / 0·57	4·94 / 0·77	6·35 / 0·97	7·81 / 1·18	9·23 / 1·38	10·64 / 1·57	12·05 / 1·77	13·47 / 1·97	14·92 / 2·18	16·34 / 2·37	17·76 / 2·57	19·19 / 2·78	20·61 / 2·98	22·03 / 3·17
	4·40	6·90	8·55	10·55	12·30	14·60	16·75	19·45	21·75	24·55	28·05	31·20	37·80	48·80	

c) des Schweisseisen-Blechträgers:

A *Tonn.* = / σ *t/cm²* =	0·89 / 0·36	1·63 / 0·55	2·40 / 0·76	3·14 / 0·95	3·87 / 1·15	4·60 / 1·34	5·38 / 1·54	6·11 / 1·74	6·84 / 1·93	7·62 / 2·14	8·35 / 2·33	9·08 / 2·52	9·86 / 2·73	10·59 / 2·92
	12·30	13·20	15·35	18·30	21·15	25·65	29·05	32·60	36·60	39·95	43·70	51·25	57·85	

Tabelle der **bleibenden** mittleren Durchbiegungen (*mm*)

a) der Fachwerkträger:

Material und Herkunft der Träger	A *Tonn.* = / σ_4 *t/cm²* =	3·04 / 0·4	4·89 / 0·6	6·74 / 0·8	8·59 / 1·0	10·45 / 1·2	12·30 / 1·4	14·15 / 1·6	16·04 / 1·8	17·90 / 2·0	19·76 / 2·2	21·62 / 2·4	23·48 / 2·6	25·34 / 2·8	27·21 / 3·0	29·06 / 3·2
Thomas-Flusseisen von Kladno Teplitz								0	0·20	0·60	0·75	4·30	12·90			
Martin- „ „ „ „					0	0·50	—	1·10	1·80	—	3·80	6·60	13·20	25·20	45·00	60·2
Steierisches Schweisseisen von Donawitz						1·20	2·05	3·95	6·10	9·50	17·75	28·10	41·90			
Martin-Flusseisen von Donawitz......					0·45	0·85	1·25	1·90	2·65	4·10	6·35	11·90	20·90	35·20	51·55	
„ „ „ Witkowitz						0·55	1·45	1·65	2·35	3·15	3·90	5·50	7·60	12·40	19·10	
„ „ „ Teschen (mind. sorgf. Anarb.)....................				0·35	—	1.20	—	2·30	3·65	(6·25)	—	26·50	45·10			
Martin-Flusseisen von Teschen (sorgf. Anarb.)				0·25	—	0·75	-	1·70	2·70	—	7·35	18·65	24·30	40·65	65·70	
Böhm. Schweisseisen von Kladno.... .			0·30	0·60	—	0·90	1·30	1·90	3·30	—	6·25	12·50	23·25			

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz;

A *Tonn.* = / σ *t/cm²* =	2·11 / 0·38	3·53 / 0·57	4·94 / 0·77	6·35 / 0·97	7·81 / 1·18	9·23 / 1·38	10·64 / 1·57	12·05 / 1·77	13·47 / 1·97	14·92 / 2·18	16·34 / 2·37	17·76 / 2·57	19·19 / 2·78	20·61 / 2·98	22·03 / 3·17
	—	0·05	0·15	—	0·50	0·75	1·10	1·50	2·35	2·95	—	6·40	11·00	20·30	

c) des Schweisseisen-Blechträgers (alte Brücke):

A *Tonn.* = / σ *t/cm²* =	0·89 / 0·36	1·63 / 0·55	2·40 / 0·76	3·14 / 0·95	3·87 / 1·15	4·60 / 1·34	5·38 / 1·54	6·11 / 1·74	6·84 / 1·93	7·62 / 2·14	8·35 / 2·33	9·08 / 2·52	9·86 / 2·73	10·59 / 2·92
	—	0·20	0·35	0·50	0·60	0·85	—	1·50	2·30	2·90	4·30	7·30	11·25	

Tabelle der **elastischen** mittleren Durchbiegungen (*mm*)

a) der Fachwerkträger:

Material und Herkunft der Träger	A Tonn. = / σ_t t/cm² =	3·04 / 0·4	4·80 / 0·6	6·74 / 0·8	8·59 / 1·0	10·45 / 1·2	12·30 / 1·4	14·15 / 1·6	16·04 / 1·8	17·90 / 2·0	19·76 / 2·2	21·62 / 2·4	23·48 / 2·6	25·34 / 2·8	27·21 / 3·0	29·06 / 3·2
Thomas Flusseisen von Kladno-Teplitz		4·20	6·60	8·80	10·80	12·50	14·20	16·30	18·80	19·50	21·80	23·10	25·00			
Martin- „ „ „ „		3·60	6·30	8·40	10·10	11·80	—	15·70	17·50	—	20·80	22·80	24·70	26·60	29·10	28·90
Steirisches Schweisseisen von Donawitz		4·80	7·20	9·20	11·40	12·60	14·60	16·20	17·70	21·00	22·80	24·70	26·50			
Martin-Flusseisen von Donawitz		5·20	7·20	9·10	10·50	12·20	14·20	16·20	17·90	19·40	21·60	23·20	25·20	27·30	28·00	
„ „ „ Witkowitz		4·80	6·60	8·50	10·50	12·10	13·50	16·00	17·80	19·50	21·80	23·70	25·80	27·90	30·00	
„ „ „ Teschen (minder sorgfältige Anarbeitung)		4·90	6·60	8·30	—	11·80	—	15·90	17·60	—	—	23·30	23·10(?)			
Martin-Flusseisen von Teschen (sorgfältige Anarbeitung)		4·40	6·30	8·00	—	11·20	—	15·50	16·80	—	20·20	21·20	23·20	26·00	27·50	
Böhmisches Schweisseisen von Kladno..		5·30	6·90	8·50	—	12·30	14·30	16·30	16·90	—	22·20	24·30	24·20(?)			
Nach Form. $\delta_t = 1·06 + 0·95\,A$ berechnet:		4·00	5·70	7·50	9·20	11·00	12·80	14·50	16·30	18·10	19·80	21·60	23·40	25·10	26·90	28·70

b) des Vollwandträgers aus Martin-Flusseisen von Donawitz:

	A Tonn. = / σ t/cm² =	2·11 / 0·38	3·53 / 0·57	4·94 / 0·77	6·35 / 0·97	7·81 / 1·18	9·23 / 1·38	10·64 / 1·57	12·05 / 1·77	13·47 / 1·97	14·92 / 2·18	16·34 / 2·37	17·76 / 2·57	19·19 / 2·78	20·61 / 2·98	22·03 / 3·17
beobachtet........................		4·40	6·90	8·40	—	11·80	13·90	15·70	18·00	19·40	21·60	—	24·80	26·80	28·50	
Nach Form. $\delta t = 1·54 + 1·42\,A$ berechnet:		4·54	6·55	8·55	10·56	12·63	14·65	16·65	18·65	20·67	22·73	24·64	26·76	28·79	30·81	

c) des Vollwandträgers aus Schweisseisen (alte Blechbrücke).

	A = Tonn. / σ = t cm²	0·89 / 0·36	1·63 / 0·55	2·40 / 0·76	3·14 / 0·95	3·87 / 1·15	4·60 / 1·34	5·38 / 1·54	6·11 / 1·74	6·84 / 1·93	7·62 / 2·14	8·35 / 2·33	9·08 / 2·52	9·86 / 2·73	10·59 / 2·92
beobachtet		12·30	13·00	15·00	17·80	20·60	24·80	—	31·10	34·30	37·10	39·90	44·00	46·60	
Nach Formel $\delta_t = 3·4 + 4·4\,A$ berechnet:		7·30	10·60	13·90	17·20	20·40	23·60	27·10	30.30	33·50	36·90	40·10	43·40	46·80	

VI. Die Diagramme der Deformation und die Deformations-Arbeiten.

Zur graphischen Darstellung der Formänderungen, welche die Träger bei den aufeinander folgenden Belastungen annehmen, tragen wir — auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz bezogen — die Belastungen A der Trägerenden als Ordinaten und die hiedurch daselbst erzeugten Einsenkungen als zugehörige Abscissen auf. Die Verbindung der so erhaltenen Punkte liefert eine Curve, welche das Deformations-Diagramm des betreffenden Trägers darstellt.

Wenn ausser den totalen auch die bleibenden Einsenkungen aufgetragen und die Differenz dieser beiden: die elastischen Einsenkungen, gebildet und gehörig eingetragen werden, so wird der Verlauf dieser drei verschiedenen Deformationen deutlich ersichtlich. (Taf. XXI u. XXII). Wir haben daselbst die Proportionalitäts-Grenzen, die „kritischen Spannungen" und die Biegegrenzen besonders hervorgehoben. Der geradlinige Verlauf der elastischen Formänderungen lässt das Proportionalitäts-Gesetz bis nahe an die Bruchgrenze erkennen.

Wir haben oben bereits darauf hingewiesen, dass die Deformations-Diagramme ein Mittel bieten, die Deformations-Arbeiten zu berechnen, welche die Träger während der stufenweise gesteigerten Belastungen nach und nach geleistet haben.

Bezeichnet

Δ die Einsenkung des Trägerendes unter der Last A im Allgemeinen,

δ_n die totale Einsenkung bei der vorletzten, dem Bruche vorangehenden Belastung,

δ_p die hierbei beobachtete bleibende und

δ_v „ „ „ elastische

Eisenkung, so ist:

$$\delta_n = \delta_v + \delta_p$$

Die bis dahin geleistete Arbeit einer Trägerhälfte ist:

$$L = \int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_n} A\,.\,d\Delta = \int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_p} A\,.\,d\Delta + \int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_v} A\,.\,d\Delta$$

Mit Rücksicht auf den geradlinigen Verlauf der elastischen Deformation können wir

$$\int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_v} A\,.\,d\Delta = \frac{1}{2}\,A_n\,.\,\delta_v \quad \text{setzen,}$$

wenn A_n die vorletzte Belastungsgröße bezeichnet. Für die Arbeit der plastischen Deformation erhalten wir hiermit:

$$L_p = \int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_p} A\,.\,d\Delta = \int_{\Delta=o}^{\Delta=\delta_n} A\,.\,d\Delta - \frac{1}{2}\,.\,A_n\,.\,\delta_v.$$

Mit Bezug auf nachstehende Skizze, in welcher die Curve *Omn* das Diagramm der totalen, die Curve *Okq*

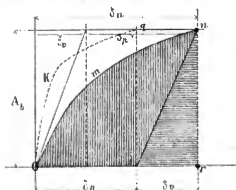


Fig. 21.

jenes der plastischen Deformation darstellt, ist

$$L = \int_{\Delta = o}^{\Delta = \delta_n} A \,.\, d\,\Delta = \text{area } O\,m\,n\,r$$

$$\frac{1}{2} A_n \,.\, d_v = \Delta\, s\, n\, r \text{ und daher}$$

$$L_p = \int_{\Delta = o}^{\Delta = \delta_p} A \,.\, d\,\Delta = \text{area } O k q s = \text{area } O m n r - \Delta s n r = \text{area } O m n s$$

Beim Auftragen der Deformations-Diagramme ist zu beachten, dass das Eigengewicht der Träger und die constante Belastung schon an und für sich Spannungen und Durchbiegungen erzeugen. Es muss daher der Nullpunkt der Belastungen A so weit über den Coordinatenursprung gelegt werden, wie es die Spannung σ für $A = o$ verlangt.

Für die Fachwerkträger ist (Seite 8)

$$A = 9{,}26\,\sigma_4 - 0{,}528;$$

daher für $A = o$, $\sigma_4 = 0{,}057\ t/cm^2$

oder für $\sigma_4 = o$, $A = 0{,}528$ Tonnen

Es wird daher der Nullpunkt der Belastungen A um 0,528 Tonnen über den Coordinatenursprung zu legen sein.

Wir berechnen nun die Flächen der Diagramme, wie folgt:

Bezeichnet:

$\delta_1, \delta_2, \delta_3 \ldots\ldots \delta_n$ die Einsenkungen für die aufeinander folgenden Belastungsstufen

$A_1, A_2, A_3 \ldots\ldots A_n$, so ist die Fläche der totalen Deformationen, da $A_2 - A_1 = A_3 - A_2 = \ldots\ldots = \Delta A$:

$$F_t = (A_n + 0{\cdot}528)\,\delta_n - \Delta A \left[\frac{\delta_1 + \delta_n}{2} + \delta_2 + \delta_3 + \ldots + \delta_{n-1}\right] - \\ - \frac{1}{2}(A_1 + 0{\cdot}528)\,\delta_1$$

und die Fläche der plastischen Deformation:

$$F_p = F_t - \frac{1}{2} A_n\, \delta_v.$$

Für die Construction der Diagramme der verschiedenen Fachwerkträger wurden die arithmetischen Mittel aus den Einsenkungen beider ein Paar bildender Träger eingeführt.

Die Größen δ_v wurden auf Grund der Constanten a und k der Gleichung $u = a + k\,A$, für $A = A_n$ berechnet.

In der nachfolgenden Tabelle sind die maßgebenden Größen und die berechneten Diagramm-Flächen, bezw. die Deformations-Arbeiten der einen Trägerhälfte zusammengestellt.*)

Material und Herkunft der Träger	A_n Tonn.	δ_p cm	δ_v cm	F_t t/cm	F_e t/cm	F_p t/cm
Thomas Fl. E., Kladno-Tepl	23·48	3·79	2·55	57·17	30·6	26·6
Martin Fl. E., Kladno-Tepl.	30·92	9·76	3·16	220·1	49·7	170·4
St. Schweisseisen Donawitz	23·48	6·81	2·63	114·7	31·6	83·2
Martin Fl. E., Witkowitz	30·92	7·42	3·31	159·7	51·9	107·8
Martin Fl. E., Donawitz .	27·71	7·95	2·86	158·3	39·7	118·6
Martin Fl. E., Teschen (m.A.)	25·34	9·03	2·57	173·9	33·1	140·8
Martin Fl. E., Tesch. (sg. An.)	30·92	13·72	3·06	325·4	48·1	277·3
Böhm. Schweisseis., Kladno	23·48	4·75	2·50	74·3	30·0	44·3

Durch die Diagrammfläche ist die Summe der Arbeiten gegeben, welche von dem Träger seit Beginn des Versuchs bei stufenweise gesteigerter und bis zu der dem Bruche unmittelbar vorhergehenden Belastung geleistet worden ist. Wird z. B. die Belastung von A' auf A'' (Fig. 22)

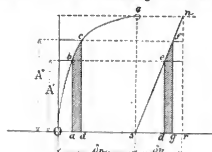


Fig. 22.

erhöht, so entsteht hiedurch ein Zuwachs an plastischer und an elastischer Deformations-Arbeit, welche durch die schraffirten Flächen *abcd*, bezw. *defg* gemessen werden.

Wenn jedoch nach einer Belastung A' wieder entlastet und darauf wieder von Null an zur nächst höheren Belastungsstufe A'' fortgeschritten wird, so kann angenommen werden, dass die Zunahme an plastischer Deformations-Arbeit jetzt ebenfalls der Fläche *abcd* entspricht; die Arbeit der elastischen Deformation für diese von Null bis A'' anwachsende Belastung ist dagegen der ganzen Dreiecksfläche $\Delta\, sfg$ gleich.

Es wird also die Arbeit der elastischen Deformation bei jeder Belastung von Null an bis A immer wieder auf's Neue und vollständig geleistet, während durch derartige Belastungen, insoferne dieselben zur Ueberschreitung der kritischen Spannung führen, immer ein Theil des plastischen Arbeitsvermögens aufgebraucht wird.

*) Die auf diese Art berechneten Deformations-Arbeiten differiren gegen die im „Entwurfe" angegebenen Werte. Dort bezieht sich nämlich die Deformations-Arbeit stets auf den Träger, der thatsächlich gebrochen wurde, während hier eben die arithmetischen Mittel der Einsenkungen beider Träger eingeführt worden sind.

Des Weiteren ist hinsichtlich der Träger aus Thomas-Flusseisen zu bemerken, dass im Vorstehenden die Deformations-Arbeit für die Belastung, welche den ersten theilweisen Bruch hervorbrachte, berechnet ist; im „Entwurfe" ist dagegen die Berechnung für die nächst höhere Belastungsstufe, welche den gänzlichen Bruch bewirkte, durchgeführt.

Es ist leicht zu begreifen, dass bei wiederholten Belastungen, welche Spannungen hervorrufen, die einerseits bei Null, anderseits über der kritischen Spannung liegen das plastische Arbeitsvermögen nach einer endlichen Anzahl von Wiederholungen aufgezehrt werden und damit der Bruch herbeigeführt werden muss.

Wird nämlich durch derartige Wiederholungen der Belastung, von Null auf A und zurück, die kritische Spannung überschritten, so hat jede folgende Belastung eine Zunahme $(\delta''_p - \delta'_p)$ der bleibenden Einbiegung zur Folge. (Fig. 23.)

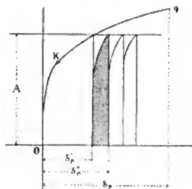


Fig. 23.

Würde das Gesetz dieser Zunahmen bekannt sein, so könnte die Anzahl der Belastungen, welche bis zur Aufzehrung des plastischen Arbeitsvermögens, d. i. bis zum Bruche nothwendig ist, berechnet werden.

Es ist naheliegend, zu vermuthen, dass die „kritische“ Spannung übereinstimme mit der von Wöhler gefundenen, von Launhardt mit „Ursprungsfestigkeit“ bezeichneten Spannungsgrenze.

VII. Bedeutung und Wert der Proportionalitäts-Grenze, der kritischen Spannung und des plastischen Arbeitsvermögens für die Beurtheilung der zulässigen Inanspruchnahme des Materials.

Es wurde nachgewiesen, dass die elastischen Einbiegungen mit den Belastungen proportional wachsen und dass diese Proportionalität bis nahe an die Bruchgrenze Geltung habe. Für das rein elastische Verhalten der Träger ist also die Einschränkung dieser Eigenschaft innerhalb einer weit unter der Bruchgrenze liegenden Grenzspannung, der „Proportionalitäts-Grenze“, unzutreffend. Dennoch verliert hiedurch diese Grenzspannung nicht ihre praktische Bedeutung, denn sie bezeichnet jene Spannung, bis zu welcher die Proportionalität zwischen Belastung und totaler Einbiegung stattfindet. Die Kenntnis derselben ist nicht nur für die Beurtheilung eines Constructions-Materials, sondern auch für dessen zulässige Inanspruchnahme wichtig.

Dem Ueberschreiten dieser Spannung durch äussere Kraftwirkungen können für den Bestand der Träger jedoch insoweit keine schädlichen Folgen zugeschrieben werden, als die auftretenden Anstrengungen unterhalb der kritischen Spannung sich bewegen. Die letztere bezeichnet die äusserste Grenze, über welche hinaus das Material nicht beansprucht werden darf, wenn der dauernde Bestand gesichert bleiben soll.

Maßgebend für die zulässige Inanspruchnahme ist, dass die gesammten statischen und dynamischen Wirkungen der Belastungen im ungünstigsten Falle, so wie die Einflüsse der Temperatur, der Ungenauigkeiten in den Rechnungsannahmen und bei Ausführung der Construction, nirgends höhere Anstrengungen hervorbringen, als die Größe der Proportionalitätsgrenze gestattet. Die Proportionalitätsgrenze ist jedoch auch bei einem und demselben Material nicht constant; sie wird durch mechanische Einflüsse, wie Streckungen, Kaltwalzen u. s. w. nicht unwesentlich geändert und es ist schwer, die „natürliche“ Proportionalitätsgrenze mit hinreichender Schärfe zu ermitteln. Probestäbe, die aus verschiedenen Theilen der zum Bruche gebrachten Versuchsträger geschnitten wurden, haben ergeben, dass Stäbe, die aus Orten entnommen wurden, welche starken Anstrengungen unterworfen gewesen sind, eine um 36 bis 39 Procent höhere Elasticitätsgrenze aufwiesen, als solche aus minder beanspruchten Theilen. Es hat sich gezeigt, dass schon sehr geringe Unterschiede in der Härte, bezw. im Kohlenstoffgehalte des Materials hierauf von erheblichem Einfluss sind, und dass ganz weiche Flusseisensorten sich ziemlich unempfindlich in dieser Hinsicht erwiesen.

Die Gestaltung der Deformations-Curven (Taf. XXI) zeigt vor Erreichung der Proportionalitätsgrenze eine deutliche Aenderung der anfänglichen Richtung. Da die Linie der elastischen Formänderung eine gerade ist, so kommen die Abweichungen der Deformations-Curven von der Geraden auf Rechnung der bleibenden Deformation. Die Curven der totalen Deformation bilden vom Ursprunge an eine Gerade bis zu einem Punkte P_u, wo jene Richtungsänderung eintritt; der weitere Verlauf bleibt jedoch wieder bis zur Proportionalitätsgrenze P_o geradlinig. Es scheint, dass die bleibenden Biegungen bis zu P_u von den Verschiebungen in Folge der Nachgiebigkeit der Nietverbindungen herrühren.

Die dynamischen Wirkungen der Verkehrsbelastung auf Brückenträger können nur schätzungsweise in Rechnung gebracht werden. Es ist bekannt, dass die in Folge von Stößen auftretenden Schwingungen oft eine bedeutende Erhöhung der Spannungen bewirken. Ueberschreiten derartige Spannungen die kritische Spannung, so wird das plastische Arbeitsvermögen der Träger schon angegriffen. In dem plastischen Arbeitsvermögen beruht die Gewähr für die Sicherheit des Bestandes der Träger; dasselbe ist einem Reservefonde vergleichbar, aus welchem unvorhergesehene, aussergewöhnliche Ausgaben bestritten werden können. Die Größe dieses Vermögens ist daher für die Beurtheilung der Sicherheit einer Construction von großer Bedeutung. Die Frage der zulässigen Inanspruchnahme hängt aber mit der zu erzielenden Sicherheit zusammen.

Maßgebend für die Größe der zulässigen Inanspruchnahme eines Materials ist also dessen Proportionalitäts-

grenze, die kritische Spannung und das plastische Arbeitsvermögen.

In nachstehender Tabelle sind diese Größen nach den Ergebnissen der Biegungs- und Bruch-Versuche für die Fachwerkträger zusammengestellt.

Material und Herkunft der Träger	Proport. Grenze t/cm²	Kritische Spannung t/cm²	Biegegrenze t/cm²	Plastisches Arbeitsvermögen einer Trägerhälfte t/cm
Thomas Fl. E., Kladno-Tepl.	1·6	2·2	2·4	26·6
Martin Fl. E., Kladno-Tepl.	2·2	2·4	2·6	170·4
St. Schweisseisen, Donawitz	1·4	2·0	2·0	83·2
Martin Fl. E., Witkowitz .	2·0	2·6	2·8	107·8
Martin Fl. E., Donawitz . .	1·8	2·2	2·6	118·6
Martin Fl. E., Tesch. (m. sgf.)	1·6	2·0	2·2	140·8
Martin Fl. E., Tesch (sorgf.)	1·8	2·2	2·6	277·3
Böhm. Schweisseisen, Kladno	1·8	2·2	2·2	44·3

Ein Blick auf diese Tabelle zeigt, dass z. B. selbst steierisches Schweisseisen verglichen mit Martin-Flusseisen diesem sowohl hinsichtlich der Höhe der Proportionalitätsgrenze, der kritischen Spannung und des plastischen Arbeitsvermögens nicht unerheblich nachstehe; dass das böhmische Schweisseisen wegen seines geringen plastischen Arbeitsvermögens, trotz seiner hohen Proportionalitäts- und Biegungsgrenze, nur eine geringe Sicherheit gegen lebendige Kräfte: Stoßwirkungen u. s. w. zu bieten vermag und das Thomas-Flusseisen, aus welchem die Versuchsträger hergestellt waren, in letzterer Hinsicht noch weit unter dem böhmischen Schweisseisen stehe.

Unter sonst gleich bleibenden Umständen würde daher bei Erzielung der gleichen Sicherheit einer Construction die zulässige Inanspruchnahme des Martin-Flusseisens höher gehalten werden können als bei Schweisseisen. Die Güte der Anarbeitung vermag den Widerstand und die Leistungsfähigkeit der Träger in auffälligem Maße zu erhöhen: das plastische Arbeitsvermögen wurde hiedurch fast auf das Zweifache, die kritische Spannung um 25 Percent gehoben.

Es ist daher folgerichtig, bei Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahme auch dem Gütegrade der Anarbeitung Rechnung zu tragen.

VIII. Ergebnisse der Biege- und Bruchversuche zur Erprobung des Verhaltens von Fluss- und Schweisseisen in genieteten Fachwerk- und Vollwand-Trägern.

Die constructive Anordnung der Versuchsträger ist im Berichte des Brückenmaterial-Comités selbst dargelegt. Ueber die Ausführung der Träger möge auch hier beiläufig bemerkt werden, dass dieselbe in der bei uns üblichen Weise vorgenommen wurde: das Ablängen mittelst Scheerenschnitten, das Lochen der Nietlöcher mittelst des Durchstanzens und darauf folgendes Nachreiben von 2 *mm*; die Nietung der Gurte maschinell, im Uebrigen von Hand.

Nur bei zwei besonderen Parallel-Versuchen wurde hievon abgewichen. In diesen Fällen handelte es sich um die Untersuchung des Einflusses der Anarbeitung auf die Widerstandsfähigkeit und das gesammte Verhalten der Träger. Zu diesem Zwecke wurden zwei Trägerpaare aus Material derselben Herkunft, jedoch verschiedener Qualität der Anarbeitung erprobt. Für den ersten dieser Versuche wurde die Lochung mittelst Stanzens ausgeführt und wurden die Löcher nur auf das Notwendigste und insoweit nachgerieben, als es für das Zusammenpassen und die Nietarbeit unumgänglich erforderlich war. Die Nietung geschah vorwiegend von Hand. Diese Anarbeitung wurde als „minder sorgfältig" bezeichnet.

Für den zweiten Versuch wurden die Nietlöcher durchaus genau gebohrt und ist die Nietung maschinell ausgeführt worden. Diese Art der Anarbeitung wurde als „sorgfältig" bezeichnet.

Die Ausführung der Versuche geschah nach einem festgestellten Programme, welches im Berichte des Brückenmaterial-Comités ausführlich erörtert ist.

1. Versuch am 4. Februar 1889.

Trägerpaar aus Thomas-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

Die Einbiegung der Träger bei den verschiedenen Belastungsstufen ist in den tabellarischen Zusammenstellungen, Seite 90 und 91, verzeichnet und in graphischer Darstellung auf Taf. XXI, Fig. 1 ersichtlich gemacht.

Aus dem Diagramme der Deformation ist zu entnehmen, dass die bleibenden Deformationen erst bei einer Spannung $\sigma_4 = 1{,}8\ t/cm^2$ wahrnehmbar wurden und die kritische Spannung bei $\sigma_4 = 2{,}2\ t/cm^2$ lag. Die bei hoher Spannung beginnende und durchaus klein bleibende plastische Deformation deutet sowohl auf vorzügliche Nietarbeit, als auf wenig dehnbares Material in den Gurtungen.

Das Diagramm der totalen Deformation zeigt bei $\sigma_4 = 1{,}8\ t/cm^2$ eine auffallende Unregelmäßigkeit: die Curve zeigt von hier aus ein steileres Ansteigen als vorher. Es scheint, dass nach dieser Belastungsstufe eine Aenderung in der Spannungsvertheilung der meist beanspruchten Gurttheile eingetreten und der Hauptantheil der Spannung von den minder dehnbaren Constructions-Elementen aufgenommen worden sei. Die Proportionalitätsgrenze findet sich bei $\sigma_4 = 1{,}6\ t/cm^2$; die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{\cdot}4\ t/cm^2$.

Als die Spannung σ_4 die Größe $2{,}6\ t/cm^2$ erreichte, entstand unter schussartigem Knalle ein plötzlicher Sprung im Stehbleche des ersten Trägers in einem der gefährlichen Querschnitte. Derselbe beginnt am unteren Rande des Stehbleches, durchsetzt das mittelseitig gelegene unterste Loch des Zugdiagonal-Nietes und erstreckt sich fast senkrecht aufwärts, wo er in einen gekrümmten Haarriss übergeht. Gleichzeitig entstanden in den Löchern jener Niete, welche die Zugdiagonale nächst dem Mittelständer mit dem Stehbleche verbinden, kurze Anrisse, welche nahezu senkrecht zur Zugrichtung der Diagonalen gerichtet waren.

Auch am zweiten Träger fand sich nach dieser Belastung im ersten oberen, mittelseitigen Loche des Zugstabnietes ein kurzer Querriss im Stehbleche. Beim Fortsetzen der Belastung zur nächst höheren Stufe rissen im ersten Träger die beiden Gurtwinkel über dem Mittelständer, während das Stehblech einen zweiten gesonderten Sprung durch die Nietlöcher des Mittelständers erlitt.

Das Bruchaussehen des Stehbleches ist stahlartig, körnig, ungleichmäßig; nahe den Nietlöchern von feinerem Korn. Die Winkeleisen zeigen mildes, gleichmäßiges Gefüge, starke Quercontractionen. Am zweiten Träger waren starke, jedoch begrenzte Einrisse im Stehbleche an zwei Nietlöchern vorhanden. Die Nietlöcher hatten oval gestreckte Gestalt und an den Schmalseiten eingerissene Ränder. Auch an anderen Nietlöchern dieses Gurttheils konnte man verschiedene feine Randrisse erkennen.

Die von Herrn Prof. Dr. Oser ausgeführte chemische Analyse des Materials ergab die folgenden Resultate:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Probe a. d. Stehbleche d. Ob.-Gurt. entnommen vom ersten Fache	0·023	0·150	0·095	0·018	0·017	0·083
Stehblechprobe v. der Bruchstelle	0·010	0·301	0·127	0·042	0·021	0·046

Die Untersuchung auf Elasticität und Festigkeit, von Herrn Professor Jenny durchgeführt, ergab:

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Probestab a. d. Stehbl. des Ober-Gurt., entnomm. v. erst. Fache	1950	1·69	4·04	25
Probestab aus dem Stehbleche von der Bruchstelle	2000	2·09	4·08	17
Probestab aus dem Gurtwinkel des Ober-Gurtes im letzten Fache	1920	1·73	3·47	31·5
Probestab aus dem Gurtwinkel von der Bruchstelle	1960	2·33	3·84	28·3

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist hiernach:

$$B = 3{,}86 \ t/cm^2$$

Da der Bruch des Trägers *I* bei $\sigma_4 = 2{,}6 \ t/cm^2$, das ist bei $A = 23{,}48 \ t$, erfolgte, so beträgt die Bruchspannung im gefährlichen Querschnitte:

$$\sigma_4' = 2{,}96 \ t/cm^2, \text{ daher } \frac{\sigma_4'}{B} = \frac{2{,}96}{3{,}86} = 0{,}75 \text{ oder } 75\%$$

Sowohl das Resultat der chemischen Analyse als auch das der Untersuchung auf Elasticität und Festigkeit ergab Ungleichartigkeit des Materials und Ungleichmäßigkeit des elastischen Verhaltens und der Bruchdehnung. Der verhältnismäßig hohe Phosphorgehalt (0,127 Percent) des Stehbleches dürfte nicht ohne Einfluss auf das Verhalten des Materials gewesen sein.

Es ist wahrscheinlich, dass das ungünstige Ergebnis dieses Versuches der Methode der Anarbeitung zum Theile zuzuschreiben ist; jedenfalls aber liegt die Hauptursache in der Ungleichartigkeit des Materials, wodurch in dem am meisten beanspruchten Organe die ungleichmäßig dehnbaren Constructions-Elemente (Gurtwinkel und Stehblech) zur notwendigen Ueberanstrengung des einen dieser Theile führen mussten.

2. Versuch am 7. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Kladno-Teplitz.

Die Deformations-Diagramme zeigen den Beginn der bleibenden Einsenkung bei $\sigma_4 = 1{,}2 \ t/cm^2$; die Lage der kritischen Spannung ist bei $\sigma_4 = 2{,}2$; die der Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{,}4 \ t/cm^2$, die Proportionalitäts-Grenze bei $\sigma_4 = 2{,}2 \ t/cm^2$. Der Verlauf der Diagrammcurven ist ziemlich regelmäßig.

Bei einer Spannung zwischen $\sigma_4 = 3{,}2$ und $3{,}4 \ t/cm^2$ trat der gänzliche Bruch des Zuggurtes im zweiten Träger ein.

Die Bruchlinie durchsetzt die nächst dem Mittelständer liegenden Nietlöcher des Stehbleches, durch welche die Verbindungsnieten der Diagonalen hindurchgesteckt waren; der Bruch der Gurtwinkel lag nahe der Bruchstelle des Stehbleches; auch hier erfolgte das Reissen in dem durch Nietlöcher verschwächten Querschnitte. Siehe nachstehende Figur 24. Die Bruchflächen der Winkeleisen und

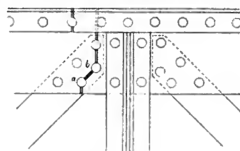


Fig. 24.

des Stehbleches, mit Ausnahme des Bruchflächentheiles $\overline{ab}$, zeigen durchaus starke Quercontractionen; die Fläche $\overline{ab}$ jedoch ist uncontrahirt und glatt, was auf den daselbst stattgefundenen Bruch durch „Abschieben" hinweist. Das Bruchgefüge ist milde, gleichförmig. Die Nietlöcher sind in der Richtung des Zuges stark länglich gestreckt, zeigen jedoch nirgends einen Einriss. Das Gesammtverhalten der Träger während des Versuches war durchaus sehr gut. Bei einer Spannung $\sigma_4 = 3 \ t/cm^2$ wurden an den dem Mittelständer zunächst gelegenen Nieten der beiden Zugdiagonalen Verschiebungen von etwa 4 *mm* bemerkbar.

Diese Erscheinung besteht jedoch nur in einer scheinbaren Nietverschiebung; die Ursache derselben ist die Streckung des Stehbleches zwischen den mittelseitigen Anschlussnieten der Diagonalen und dem Mittelständer, wodurch die Nietlöcher so stark länglich gezogen wurden, dass sie sogar neben den äusseren mittelseitigen Rändern der Nietköpfe zum Vorschein kamen. Fig. 25.

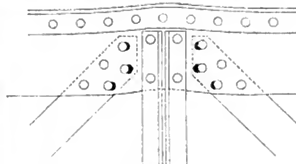


Fig. 25.

Die chemische Untersuchung des Trägermateriales durch Herrn Professor Oser ergab:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Probe aus dem Stehbleche von der Bruchstelle	0·013	0·300	0·036	0·047	0·032	0·055
Probe aus dem Stehbleche des Ober-Gurtes im ersten Fache	0·010	0·430	0·025	0·085	0·029	0·034

Für die Festigkeits-Eigenschaften fand Herr Professor Jenny:

	Elast.-Modul t/cm²	Elast. Grenze t/cm²	Zugfestigkeit t/cm²	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe v. der Bruchstelle	2050	2·35	3·99	22·5
„ vom Ober-Gurte im ersten Fache	2040	1·75	3·91	22·5
Winkeleisenprobe vom Ob.-Gurte im letzten Fache	2090	2·45	4·39	27·5
Winkeleisenprobe v. der Bruchst.	2080	2·47	4·42	26·5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist daher:

$$B = 4{,}18\ t/cm^2.$$

Der Bruch fand statt bei $\sigma_4 = 3{,}3\ t/cm^2$, das ist für $A = 30$ Tonnen.

Die Spannung im gefährlichen Querschnitt war demnach: $\sigma_4' = 3{,}76\ t/cm^2$, daher ist das Verhältnis:

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0{,}9 \text{ oder } 90\,\%.$$

3. Versuch am 11. Februar 1889.

Trägerpaar aus steierischem Schweisseisen von Donawitz.

Das Diagramm dieser Träger, Taf. XXI, Fig. 4, zeigt den Beginn der bleibenden Einbiegungen bei $\sigma_4 = 1{,}2\ t/cm^2$, die Proportionalitätsgrenze bei $\sigma_4 = 1{,}4$, die kritische Spannung bei $\sigma_4 = 2{,}0$ und die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{,}0\ t/cm^2$. Der Verlauf der Curven der totalen und der bleibenden Deformation ist sehr regelmäßig. Nach der Spannung von $\sigma_4 = 2{,}2\ t/cm^2$ traten Verschiebungen der Niete an derselben Stelle, wie bei dem vorigen Versuche in Erscheinung. Die Ursache ist dieselbe, wie dort.

Bei einer Spannung von $\sigma_4 = 2{,}8\ t/cm^2$ erfolgte der Bruch durch Zerreissen des Zuggurtes im I. Träger. Die Bruchlinie verlief im Wesentlichen gleich jener des vorigen Falles. Das Bruchgefüge zeigt Sehne, theilweise jedoch schuppiges Ansehen. Die Bruchflächen sind durchaus stark contrahirt.

Prof. Oser's Analyse ergab:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt des ersten Faches	0·082	0·360	0·029	0·005	0·003	0·217
Stehblechprobe v. der Bruchstelle	0·069	0·411	0·017	0·008	0·003	0·155

Prof. Jenny fand folgende Resultate:

	Elast.-Modul t/cm²	Elast. Grenze t/cm²	Zugfestigkeit t/cm²	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt aus dem ersten Fache	2070	1·61	4·12	16·8
Stehblechprobe v. der Bruchstelle	1952	2·34	4·00	20·0
Winkeleisenprobe vom Ober-Gurt aus dem letzten Fache	2020	1·41	4·21	27·2
Winkeleisenprobe v. der Bruchst.	1996	1·86	4·47	23·0

Hiernach ist die durchschnittliche Zugfestigkeit:

$$B = 4{,}2\ t/cm^2.$$

Der Bruch trat ein bei $\sigma_4 = 2{,}76\ t/cm^2$, das ist bei $A = 24{,}2$ ton., also ist $\sigma_4' = 3{,}05\ t/cm^2$ u. $\frac{\sigma_4}{B} = 0{,}73$ od. 73%.

4. Versuch am 14. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.

Die bleibenden Einsenkungen wurden bei einer Spannung $\sigma_4 = 1{,}2\ t/cm^2$ zuerst wahrgenommen und gemessen. Die Proportionalitätsgrenze wurde bei $\sigma_4 = 2{,}0$, die kritische Spannung mit $\sigma_4 = 2{,}6$ und die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{,}8\ t/cm^2$ bestimmt.

Die Curve der bleibenden Einsenkungen hält sich ziemlich steil; auch nachdem die kritische Spannung überschritten ist.

Der Bruch trat bei einer Spannung von $\sigma_4 = 3{,}5\ t/cm^2$ im I. Träger ein. Die Bruchlinie zeigt denselben Verlauf, wie bei dem zweiten Versuche.

Das Stehblech hat mehrfache, starke Contractionen angenommen und weist ein gleichmäßiges Gefüge, milde, beginnende Sehnenbildung auf. Das Bruchgefüge der Gurtwinkel zeigt durchaus feines, stahlartiges Korn; Contractionen waren fast gar nicht vorhanden, die Bruchflächen waren fast genau eben.

Resultate der chemischen Analyse des Hrn. Prof. Oser:

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach	0·017	0·430	0·029	0·035	0·12[illegible]	0·137
Stehblechprobe vom Ober Gurt an der Bruchstelle............	0·025	0·482	0·027	0·029	0·124	0·158

Resultate der Festigkeits-Untersuchung von Hrn. Prof. Jenny:

	Elast.-Modul t/cm²	Elast. Grenze t/cm²	Zugfestigkeit t/cm²	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach	1970	2·08	4·48	25·3
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle	2030	2·52	4·51	26·0
Winkeleisenprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach	2080	1·8	4·85	28·0
Winkeleisenprobe v. der Bruchst.	2030	2·73	4·81	23·5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit beträgt daher:

$$B = 4.66 \ t/cm^2.$$

Da der Bruch des einen Trägers bei $\sigma_4 = 3,5 \ t/cm^2$, d. i. bei $A = 31,85$ Tonnen eintrat, so berechnet sich die Spannung des gefährlichen Querschnittes mit

$$\sigma_4' = 3,92 \ t/cm^2;$$

es ist daher

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0,84 \text{ oder } 84\%.$$

Das Material der Gurtwinkel war entschieden härter als das des Stehbleches. Man konnte im Umkreise der Niete die bekannten Trajectorien-ähnlichen Curven wahrnehmen, welche als Folge des Durchstanzens der Nietlöcher, namentlich bei härteren Flusseisen-Materialien, oft in Erscheinung treten.

5. Versuch am 18. Februar 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Das Diagramm Fig. 1 auf Taf. XXII zeigt den Beginn der bleibenden Einsenkungen bei $\sigma_4 = 1,0 \ t/cm^2$. Die Proportionalitätsgrenze lag bei $\sigma_4 = 1,8$, die kritische Spannung bei $\sigma_4 = 2{\cdot}2$ und die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{\cdot}6 \ t/cm^2$.

Bei einer Spannung $\sigma_4 = 3.06 \ t/cm^2$ erfolgte der Bruch im Träger II. Der I. Träger erlitt hiebei einen Anriss im Stehbleche. Die Bruchlinie wie im vorigen Falle. Das Bruchgefüge ist milde, fast feinsehnig; hie und da sind sehr feine Blasen zu erkennen. Die Bruchflächen zeigen überall starke Quercontractionen.

Nietverschiebungen wurden auch hier, wie beim zweiten Versuche beobachtet und sind so wie dort zu beurtheilen.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser):

	Si %	Mn %	P %	S %	Cu %	C %
Stehblechprobe vom Ober Gurt, erstes Fach	0·024	0·289	0·065	0·046	0·007	0·052
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle	0·026	0·301	0·073	0·051	0·00[illegible]	0·053

Resultate der Festigkeits-Untersuchung (Prof Jenny):

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Ober-Gurt, erstes Fach	1990	2·31	3·76	28·3
Stehblechprobe vom Ober-Gurt an der Bruchstelle	1950	2·40	3·84	25·8
Winkeleisenprobe vom Ober-Gurt, letztes Fach	2000	2·10	4·01	27·3
Winkeleisenprobe v. der Bruchst.	2000	2·10	3·90	29·5

Hiernach ergibt sich die durchschnittliche Zugfestigkeit $B = 3,88 \ t/cm^2$ Bruch bei $\sigma_4 = 3,06 \ t/cm^2$, d. i. für $A = 27,76 \ t$. Es berechnet sich $\sigma_4' = 3.48 \ t/cm^2$; daher:

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0.897 \text{ oder } 89,7\%.$$

Eingeschalteter Versuch am 2. März 1889.

Um den Einfluss der Verbindung der Diagonalen in ihrem Kreuzungspunkte durch den Versuch zu erweisen, wurde dieser besondere Versuch eingeschaltet, für welchen ein Trägerpaar zusammengestellt wurde aus einem Träger von Witkowitz (vom Versuche IV) und aus einem solchen von Donawitz (vom Versuche V).

Diese Träger waren bereits bei den erwähnten früheren Versuchen in Verwendung und wurden für den neuen Versuch entsprechend hergerichtet und in der Trägermitte mittelst Laschenblechen beiderseits verstärkt. Während in allen Fächern mit Ausnahme des ersten Faches eines jeden Trägers die Diagonalen in ihren Kreuzungspunkten wie sonst vernietet waren, blieben an diesen Stellen des ersten Faches die Diagonalen unverbunden.

Als die Spannung $\sigma_4 = 2,4 \ t/cm^2$ erreicht wurde, riss genau in der Trägermitte der eine Gurtwinkel im Zuggurte des zweiten Trägers (Donawitz).

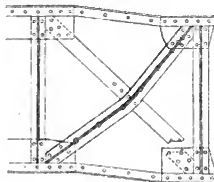


Fig. 26.

Die Bruchfläche war völlig eben, ohne jede Contraction und von feinem, stahlartigem Gefüge. Bei einer Spannung zwischen $\sigma_4 = 3,0$ bis $3,2 \ t/cm^2$, d. i. für $A = 27,2$ und $29,1$ Ton. waren die unverbunden gebliebenen Druckdiagonalen schon ausserordentlich stark seitlich, normal zur Trägerebene, ausgebogen, so dass deren Widerstand kaum mehr in Betracht kommen konnte, weshalb auch die Zug-Diagonale des II. Trägers (Donawitz) plötzlich abgerissen wurde. Fig. 26 gibt eine Darstellung des deformirten Faches.

Die Bruchlinie durchsetzt die beiden dem Rande des Knotenbleches nächstgelegenen Nietlöcher der Diagonalen; zwischen Loch- und Stabrand waren starke Contractionen ausgebildet und das Bruchgefüge daselbst hatte mildes, bis feinsehniges Gefüge. Zwischen den beiden Nietlöchern — in einer Richtung von fast 45° gegen die Achse der Diagonale — erschien die Bruchfläche glatt, so dass daselbst der Bruch durch Abschieben erfolgt ist.

Nahe dem einen Nietloche war das Bruchgefüge feinkörnig und glänzend.

Die übrigen, verbundenen Diagonalen zeigten während des Versuches nur geringe seitliche Ausbiegungen, wie bei den vorigen Versuchen.

Ausser dem eben erwähnten Bruche des einen Gurtwinkels wurde an den Gurtungen keine weitere Brucherscheinung oder Verschiebung wahrgenommen.

6. Versuch am 30. September 1889

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Teschen.

(Minder sorgfältige Anarbeitung.)

Diagramm Fig. 5, Taf. XXI, zeigt den Beginn der bleibenden Deformation bei $\sigma_4 = 0{,}8\ t/cm^2$; die Proportionalitätsgrenze lag bei $\sigma_4 = 1{,}6$, die kritische Spannung bei $\sigma_4 = 2{\cdot}0$ und die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{\cdot}2\ t/cm^2$. Der Bruch trat im Zuggurt des ersten Trägers bei $\sigma_4 = 2{,}8\ t/cm^2$ ein.

Die Bruchlinie nahm denselben Verlauf, wie bei den Trägern aus Martin-Flusseisen der früheren Versuche.

An der Bruchstelle sind starke Quercontractionen ausgebildet. Die Form der Bruchfläche zeigt die den stark fließenden Materialien eigenthümlichen vertieften Längsmittelfurchen und correspondirend damit den scharf ausgebildeten Grat des zweiten Theils. Das Bruchaussehen ist sehr gleichmäßig, rein, milde bis feinsehnig. Während des ganzen Verlaufs dieses Versuches war oft starkes Knistern, mitunter selbst knallartiges Geräusch hörbar.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser).

	Si %	*Mn* %	*P* %	*S* %	*Cu* %	*C* %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0·058	0·232	0·039	0·031	0·158	0·097
„ v. der Bruchstelle	0·041	0·267	0·040	0·021	0·149	0·090
Winkeleisenprobe vom Auflager	0·008	0·256	0·025	0·029	0·167	0·116
„ v. der Bruchst.	0·011	0·215	0·030	0·037	0·166	0·149
Im Mittel	0·030	0·248	0·033	0·029	0·159	0·113

Resultate der Festigkeits-Untersuchung (Herr Prof. Böck):

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2000	2·02	3·82	30·75
„ v. der Bruchstelle	2070	1·70	4·05	31·75
Winkeleisenprobe vom Auflager	2090	1·73	3·56	21·25
„ v. der Bruchst.	1920	1·44	3·91	26·5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit beträgt:
$B = 3{,}83\ t/cm^2$ Bruch bei $\sigma_4 = 2{,}8\ t/cm^2$, d. i. f. $A = 25{,}34$ T.

Daher $\sigma_4' = 3{,}18\ t/cm^2$ und

$$\frac{\sigma_4'}{B} = 0{,}83 \text{ oder } 83\%.$$

7. Versuch am 3. October 1889.

Trägerpaar aus Martin-Flusseisen von Teschen. (Taf XXI, Fig. 6.)

(Sorgfältige Anarbeitung.)

Die bleibenden Durchbiegungen treten bereits bei einer Spannung von $\sigma_4 = 0{,}6\ t/cm^2$ in Erscheinung. Die Diagramm-Curven sind sehr regelmäßig gestaltet.

Die Proportionalitätsgrenze liegt bei $\sigma_4 = 1{,}8\ t/cm^2$, die kritische Spannung bei $\sigma_4 = 2{,}2$, die Biegegrenze bei $\sigma_4 = 2{\cdot}6\ t/cm^2$.

Der Zuggurt des Trägers II brach bei einer Spannung $\sigma_4 = 3{,}3\ t/cm^2$ unter Einfluss der „elastischen Nachwirkung" sanft und ohne Geräusch.

Bruchlinie, Gestalt der Bruchflächen und das Bruchgefüge stimmen mit dem vorigen Ergebnis überein.

Bei $\sigma_4 = 2{,}4\ t/cm^2$ waren Verschiebungen der Niete wie beim zweiten Versuche bemerkbar.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Donath):

	Si %	*Mn* %	*P* %	*S* %	*Cu* %	*C* %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0·086	0·285	0·038	0·008	0·024	0·077
„ v. der Bruchstelle	0·011	0·465	0·044	0·025	0·183	0·174
Winkeleisenprobe vom Auflager	0·011	0·355	0·087	0·027	0·116	0·152
„ v. der Bruchst.	0·028	0·365	0·119	0·011	0·060	0·096
Im Mittel	0·034	0·368	0·072	0·023	0·096	0·125

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2000	1·94	3·65	9·75
„ v. der Bruchstelle	2220	1·47	4·31	26·7
Winkeleisenprobe vom Auflager	2200	1·64	3·79	32·25
„ v. der Bruchst.	2270	1·43	3·75	25·95

Hiernach beträgt die durchschnittliche Zugfestigkeit:

$$B = 3{,}875\ t/cm^2.$$

Die Bruchspannung $\sigma_4 = 3{,}3\ t/cm^2$, d. i. für $A = 30t$, daher

$$\sigma_4' = 3{,}76\ t/cm^2 \text{ und } \frac{\sigma_4'}{B} = 0{,}97 \text{ oder } 97\%.$$

Die sehr geringe Bruchdehnung (9,75%), welche die Stehblechprobe vom Auflager ergab, dürfte von dem verhältnismäßig hohen Gehalt an *Si* (0,086%) herrühren.

Es ist bemerkenswert, dass trotz der Ungleichmäßigkeit des Materials hinsichtlich der fremden chemischen Beimengungen und der damit im Zusammenhange stehenden elastischen Ungleichmäßigkeit (der Elasticitätscoëfficient zeigt Unterschiede von 10 bis 13,5 Percent), die Träger dennoch ein so vorzügliches Verhalten bewiesen. Es ist, im Hinblicke auf das aus derselben Hütte stammende, gleichmäßigere und daher jedenfalls bessere Material der Träger des vorigen Versuchs, offenbar, dass durch die vorzügliche Anarbeitung nicht nur die Leistungsfähigkeit der Construction bedeutend erhöht, sondern auch die Mängel des Materials unschädlich gemacht wurden.

8. Versuch am 7. October 1889.

Trägerpaar aus böhmischem Schweisseisen von Kladno. (Taf. XXI, Fig. 7.)

(Gewöhnliche Anarbeitung.)

Beginn der bleibenden Einsenkungen bei $\sigma_4 = 0{,}6\ t/cm^2$, Proportionalitätsgrenze $\sigma_4 = 1{,}8$, kritische Span-

nung und Biegegrenze $\sigma_i = 2,2\ t/cm^2$. Bei $\sigma_i = 2,8\ t/cm^2$ trat der Bruch im Zuggurte des ersten Trägers ein.

Die Bruchlinie befand sich in der Mitte des mittleren Knotenpunktes.

Das Bruchgefüge zeigt kurze Sehne und ist stellenweise schuppig.

Contraction ist nur sehr gering ausgebildet.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Oser):

	Si %	*Mn* %	*P* %	*S* %	*Cu* %	*C* %
Stehblechprobe vom Auflager ..	0·064	0·196	0·06[illegible]	0·008	0·017	0·101
„ v. der Bruchstelle	0·057	0·173	0·044	0·007	0·015	0·05[illegible]
Winkeleisenprobe vom Auflager	0·073	0·218	0·145	0·009	0·069	0·104
„ v. der Bruchst.	0·078	0·260	0·226	0·009	0·048	0·06[illegible]
Im Mittel	0·068	0·212	0·120	0·008	0·037	0·04[illegible]

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblechprobe vom Auflager ..	2020	1·75	3·28	8·0
„ v. der Bruchstelle	2100	1·77	3·73	8·0
Winkeleisenprobe vom Auflager	2000	1·79	3·58	19·25
„ v. der Bruchst.	2000	1·75	3·50	10·4

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ist hiernach:

$$B = 3,52\ t/cm^2.$$

Die Bruchspannung $\sigma_i = 2,8\ t/cm^2$, d. i. für $A = 25{\cdot}34\ t$ ergibt eine Spannung im gefährlichen Querschnitt, $\sigma_i' = 3,19\ t/cm^2$

das Verhältnis $\frac{\sigma_i'}{B} = 0,9$ oder $90\,\%$.

Die Resultate der Festigkeitsuntersuchung zeigen eine sehr gute Gleichmäßigkeit des elastischen Verhaltens der verschiedenen Proben.

Auch die chemische Analyse ergab für dieses Schweisseisen bis auf den *P*-Gehalt eine ziemliche Gleichmäßigkeit an fremden Bestandtheilen.

Verhältnismäßig groß ist der Gehalt an *P* u. *Si*, wodurch vermutlich die geringen Bruchdehnungen bewirkt wurden.

9. Versuch am 10. October 1889.

Vollwandige Träger aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Diagramm Fig. 3, Taf. XXII, zeigt den Beginn der bleibenden Einsenkungen bei $\sigma_i = 0,6\ t/cm^2$. Die Proportionalitätsgrenze lag bei $\sigma_i = 2,2\ t/cm^2$, die kritische Spannung bei 2·6 und die Biegegrenze bei $\sigma_i = 2{\cdot}8\ t/cm^2$. Nachdem die Spannung im gefährlichen Querschnitte $\sigma = 3\ t/cm^2$ überschritten hatte, begannen an den Druckgurten beider Träger linksseitig der Mitte Knickungserscheinungen bemerkbar zu werden.

Als die Spannung σ etwa $3,2\ t/cm^2$ erreichte, trat ein allmäliges, jedoch vollständiges Einknicken — jedoch ohne Bruch — ein.

Die Ausdehnung der Einknickungserscheinung war jedoch beschränkt auf die Gurtstrecke zwischen Trägermitte und der dieser zunächst befindlichen Vertikalsteife. Die größte Deformation entwickelte sich an den Enden der äussersten Gurtlamelle, wo auch der gefährliche Querschnitt lag. An dieser Stelle waren die Gurtlamellen, besonders aber die Gurtwinkel so stark zusammengefaltet und verbogen, als ob sie aus Blei beständen. Trotzdem war nirgends die Spur eines Einrisses zu entdecken.

An den Orten der Einknickung waren die Stehbleche aus der vertikalen Trägerebene herausgebogen und am Einknicken der Gurte betheiligt.

Wäre die äusserste (2.) Gurtlamelle nicht in der Mitte zwischen dem Mittelständer und dem nächsten Ständer abgesetzt, sondern bis zu diesem Ständer verlängert worden, so wäre damit wahrscheinlich eine noch größere Widerstandsfähigkeit des Trägers erreicht worden.

Es ist noch zu bemerken, dass während der verschiedenen Belastungen auch die Ausbauchungen der Blechwände beobachtet wurden. Es fand sich, dass bei $\sigma = 3,0\ t/cm^2$ die größten Ausbauchungen der mittleren Felder 5,3 *mm* betrugen.

Das Verhalten des Materials, sowie auch der Tragconstruction selbst, war ein durchaus vorzügliches. Das Ergebnis dieses Versuchs lehrt jedoch, dass bei weichem, zähem Material insbesondere der Knickungswiderstand der Druckgurte durch constructive Anordnungen thunlichst zu erhöhen und den Druckgurtungen eine entsprechend große seitliche Steifigkeit zu geben sei.

Resultate der chemischen Analyse (Prof. Donath):

	Si %	*Mn* %	*P* %	*S* %	*Cu* %	*C* %
Stehblech nahe der Einknickung	0·038	0·389	0·080	0·021	0·005	0·183
Unt. Gurtlamelle nahe d. Einknick.	0·009	0·322	0·079	0·062	0·004	0·170
Winkeleisen nahe der Einknickung	0·015	0·348	0·034	0·033	0·007	0·125
Im Mittel	0·020	0·353	0·048	0·038	0·005	0·159

Resultate der Festigkeitsuntersuchung (Prof. Böck):

	Elast.-Modul t/cm^2	Elast. Grenze t/cm^2	Zugfestigkeit t/cm^2	Bruchdehnung auf 200 mm %
Stehblech nahe der Einknickung	2160	1·52	4·13	13·5
2. Gurtlamelle nahe d. Einknick.	2190	1·83	3·99	23·75
Winkeleisen nahe der Einknickung	2000	1·58	3·54	34·5

Die durchschnittliche Zugfestigkeit ergibt sich mit:

$$B = 3,88\ t/cm^2.$$

Die ausserordentliche Zähigkeit des Materials der Gurtwinkel ist aus der Bruchdehnung von 34,5 Procent ersichtlich.

10. Versuch am 14. October 1889.

Blechträgerpaar, aus einer alten, schweisseisernen Brücke hergestellt.

Die Träger der alten Brücke wurden im Jahre 1874 aus Judenburger Blechen und Witkowitzer Flach- und Winkeleisen gebaut. Diese Brücke stand während eines Jahres als Provisorium im Zuge einer mit Locomotiven betriebenen Transportbahn in Benützung. Die Brückenträger lagen dann während 14 Jahren im Bauhofe der Bauunternehmung und wurde für deren Erhaltung keine Sorge getragen. Auch auf die Herstellung derselben, als eines Provisoriums von voraussichtlich nur kurzer Dienstzeit, war keine besondere Sorgfalt verwendet worden.

Das Diagramm Fig. 4, Taf. XXII, zeigt das Verhalten der Träger während der Belastungsversuche. Bei $\sigma = 0{,}6\ t/cm^2$ im gefährlichen Querschnitte, d. i. in der Mitte der Träger, wurden bereits bleibende Einsenkungen gemessen. Die Proportionalitätsgrenze, die kritische Spannung und die Biegegrenze fallen fast zusammen und es ist hiefür $\sigma = 2{,}2$ bis $2{,}4\ t/cm^2$. Bei $\sigma = 3{,}0\ t/cm^2$ brach der Träger I plötzlich und unter starkem Knalle.

Die Bruchlinie durchsetzt in der Trägermitte die drei Gurtlamellen und beide Winkeleisen des Zuggurtes und die einseitige Decklasche des Stehblechstoßes.

Das Bruchgefüge zeigt kurze Sehne und lässt stellenweise mangelhafte Schweissung erkennen.

Im Allgemeinen verhielten sich diese Träger ziemlich gut.

Einige Ergebnisse der Messung von Längenänderungen einzelner Constructionstheile.

Zur Messung der Längenänderung einzelner Constructionstheile unter verschiedenen Belastungen wurden Fränkel'sche Dehnungszeichner benützt.

Bezeichnet:

λ die Länge des Stabtheiles, dessen Verlängerung oder Verkürzung gemessen werden soll;

n die die Längenänderung anzeigende Ordinate des Dehnungszeichner-Diagrammes, und

α das Uebersetzungs-Verhältnis des Dehnungszeichners,

so ist die Längenänderung $\Delta\lambda = \frac{n}{\alpha}$ und da innerhalb der Proportionalitätsgrenze: $\Delta\lambda = \frac{\sigma}{E}\lambda$, erhält man die Spannung: $\sigma = \frac{n \cdot E}{\alpha\lambda}$

Bei dem Dehnungszeichner des Verf. ist $\alpha = 162$, so dass mit $E = 2000\ t/cm^2$

$$\sigma = 12{,}35 \frac{n}{\lambda}\ t/cm^2$$

sich ergibt.

Die Verhältnisse der Versuchsträger gestatteten nicht, dass je zwei Dehnungszeichner gegenüberliegend an ein und demselben Constructionsgliede angebracht werden konnten, wie es sein soll, wenn die Spannungen und deren Vertheilung in dem betrachteten Stabtheile sicher erhoben werden sollen.

Man musste im vorliegenden Falle daher auch auf die bei genauen Messungen unumgänglich nothwendige Controle durch einen zweiten Dehnungsmesser verzichten. Die erhaltenen Angaben liefern nur Anhaltspunkte über die Größe der Längenänderung, bezw. der Spannung jenes Längsstreifens, über welchen der Dehnungszeichner jeweils gespannt war.

1. **Obergurt** O_4 bei Vers. 4 an einem **Fachwerkträger aus Martin-Flusseisen von Witkowitz.**

Der Dehnungszeichner erfasste den mittleren Theil des Obergurtes O_4 in der Länge $\lambda = 687{,}5\ mm$ und war angebracht an dem äusseren horizontalen Schenkel des Gurtwinkels, so dass dessen Angaben auf diesen Theil des Gurtes sich beziehen.

Bei Belastungs-Intervallen, welche den folgenden rechnungsmäßigen specifischen Achsialspannungen σ_4 entsprachen, wurden die zugehörigen Angaben n erhalten, und zwar bei Erhöhung der Spannung von:

$\sigma_4 = 0{,}4$	auf	$0{,}6\ t/cm^2$,	das ist für	$0{,}2\ t/cm^2$:	$n = 10{,}7\ mm$
$\sigma_4 = 0{,}4$	„	$0{,}8$ „	„ „ „	$0{,}4$ „ :	$n = 28{,}7$ „
$\sigma_4 = 1{,}0$	„	$1{,}2$ „	„ „ „	$0{,}2$ „ :	$n = 12{,}0$ „

Hiernach ergibt sich der durchschnittliche Wert von n für je $0{,}2\ t/cm^2$ specifischer Achsialspannung oder für eine Belastungszunahme von je $\Delta A = 1{,}85$ Tonnen zu $n = 12{,}35\ mm$. Die diesem Werte entsprechende Spannungszunahme ist demnach:

$$\Delta\sigma = 12{,}35 \left(\frac{n}{\lambda}\right) = 0{,}230\ t/cm^2$$

d. h. die specifische Spannung des horizontalen Gurtwinkelschenkels im mittleren Theile des Obergurtes O_4 betrug für die Belastungszunahme von $\Delta A = 1{,}85$ Tonnen, um durchschnittlich 15 Procent mehr als die rechnungsmäßige Primärspannung σ_4.

2. **Zug-Diagonale** X_2 bei Vers. VI. in einem **Fachwerksträger aus Martin-Flusseisen von Teschen.**

Der Dehnungszeichner war im mittleren Theile der Diagonale befestigt und erfasste eine Länge derselben von $\lambda = 697\ mm$.

Es ergaben sich für die verschiedenen Belastungen die folgenden Werte von n:

Bei Belastung	von $A = 0$	auf $A = 3{,}04$	Tonnen;	$n = 16{,}5\ mm$
„ „	„ $A = 0$	„ $A = 4{,}89$	„	$n = 20{,}7$ „
„ „	„ $A = 0$	„ $A = 6{,}74$	„	$n = 23{,}3$ „
„ Entlastung	„ $A = 6{,}74$	„ $A = 0$	„	$n = 21{,}5$ „
„ Belastung	„ $A = 0$	„ $A = 8{,}59$	„	$n = 29{,}7$ „
„ „	„ $A = 8{,}59$	„ $A = 10{,}45$	„	$n = 8{,}5$ „
„ „	„ $A = 0$	„ $A = 10{,}45$	„	$n = 38{,}2$ „
„ Entlastung	„ $A = 10{,}45$	„ $A = 0$	„	$n = 37{,}5$ „

Nach der Formel $\sigma = 12{,}35 \left(\frac{n}{\lambda}\right)$ berechnen sich die den obigen Belastungen und Angaben n entsprechenden Werte von σ mit Folgendem:

Bei Belastung von $A = 0$ auf $A = 3{,}04$ Tonnen; $\sigma = 0{,}292\ t/cm^2$
„ „ „ $A = 0$ „ $A = 4{,}89$ „ $\sigma = 0{,}366$ „
„ „ „ $A = 0$ „ $A = 6{,}74$ „ $\sigma = 0{,}412$ „
„ „ „ $A = 0$ „ $A = 8{,}59$ „ $\sigma = 0{,}526$ „
„ „ „ $A = 8{,}59$ „ $A = 10{,}45$ „ $\sigma = 0{,}150$ „
„ „ „ $A = 0$ „ $A = 10{,}45$ „ $\sigma = 0{,}676$ „

Man erkennt, dass die Spannungen σ nicht mit A proportional wachsen, so zwar, dass bei constantem Anwachsen der A um je 1,85 Tonnen die Zunahme der Spannungen σ aufeinander folgend beträgt:

$$\Delta\sigma = 0{,}074,\ 0{,}046,\ 0{,}114,\ 0{,}150\ t/cm^2$$

Die Ursache dieser Erscheinung dürfte darin liegen, dass bei den höheren Belastungen die Druckstreben durch seitliches Ausbiegen etwas nachgeben, wodurch auf die Zug-Diagonalen ein verhältnismäßig größerer Antheil an Uebertragung der Transversalkräfte entfällt.

Zum Vergleiche der soeben erhaltenen Spannungen mit den Resultaten der genauen Berechnung möge das Folgende dienen.

Für die Spannung der untersuchten Diagonale unter Wirkung des Eigengewichtes und der am Trägerende angreifenden Last $(A + G)$ ergeben die oben (S. 79 und 80) geführten Berechnungen:

$$X_2 = 0{,}177 + 0{,}594\ (A + G) \text{ mit } G = 0{,}17 \text{ Tonnen ist:}$$
$$X_2 = 0{,}278 + 0{,}594\ A \text{ Tonnen.}$$

Die Diagonalen erhielten den Querschnitt 110×8, das ist $f = 8{,}8\ cm^2$ Brutto. Hiernach ist

$$\sigma = \frac{X_2}{f} = 0{,}0316 + 0{,}0675\ A\ t/cm^2$$

Dies gibt für:

$A = 3{,}04$ Tonnen; $\sigma = 0{,}237\ t/cm^2$
$A = 4{,}89$ „ $\sigma = 0{,}362$ „
$A = 6{,}74$ „ $\sigma = 0{,}487$ „
$A = 8{,}59$ „ $\sigma = 0{,}611$ „
$A = 10{,}45$ „ $\sigma = 0{,}737$ „

In nachstehender Zusammenstellung sind diese Werte und die aus den Angaben des Dehnungszeichners abgeleiteten nebeneinander gestellt.

A Tonnen	$\sigma = \frac{X_2}{f}\ t/cm^2$		Differenz t/cm^2
	Berechnet	Nach Dehnungszeichner	
3·04	0·237	0·292	—0·055
4·89	0·362	0·366	—0·004
6·74	0·487	0·397	+0·090
8·59	0·611	0·526	+0·085
10·45	0·737	0·676	+0·061

3. Druck-Diagonale D_1 eines Fachwerkträgers aus Martin-Flusseisen von Witkowitz, bei einem eingeschalteten Versuche, wo die Verbindungsniete an der Kreuzungsstelle der Diagonalen entfernt wurden.

Der Dehnungszeichner war an einem parallel zur Trägerebene gelegenen Schenkel des Winkeleisens der Druck-Diagonale befestigt und erfasste den mittleren Theil der Diagonale in der Länge $\lambda = 696{,}5\ mm$.

Es ergaben sich bei den verschiedenen Belastungen die folgenden Werte von n:

Bei Belastung von $A = 0$ auf $A = 3{,}04\ t$; $n = 11{,}5\ mm$
„ Entlastung „ $A = 3{,}04$ „ $A = 0\ t$ $n = 12{,}5\ mm$ } im Mittel
„ Belastung „ $A = 0$ „ $A = 3{,}04\ t$; $n = 13{,}0\ mm$ } $n = 12{,}88\ mm$
„ Entlastung „ $A = 3{,}04$ „ $A = 0\ t$; $n = 14{,}5\ mm$ }
„ Belastung „ $A = 0$ „ $A = 4{,}89\ t$; $n = 19{,}5\ mm$
„ „ „ $A = 0$ „ $A = 8{,}59\ t$; $n = 30{,}5\ mm$ } im Mittel
„ Entlastung „ $A = 8{,}59$ „ $A = 0\ t$; $n = 33{,}5\ mm$ } $n = 32{,}00\ mm$
„ Belastung „ $A = 0$ „ $A = 10{,}45\ t$; $n = 39{,}0\ mm$

Nach Formel $\sigma = 12{,}35 \left(\frac{n}{\lambda}\right)$ berechnet sich

für $A = 0$ auf $A = 3{,}04\ t$; $\sigma = 0{,}228\ t/cm^2$
„ $A = 0$ „ $A = 4{,}89\ t$; $\sigma = 0{,}315$ „
„ $A = 0$ „ $A = 8{,}59\ t$; $\sigma = 0{,}567$ „
„ $A = 0$ „ $A = 10{,}45\ t$; $\sigma = 0{,}691$ „

Die genaue Berechnung der Achsialspannung dieser Druckdiagonale (D_1) ergab:

$$D_1 = -[0{,}264 + 0{,}917\ (A + G)].$$

Wenn noch beachtet wird, dass im entlasteten Zustande des Trägers dieser auf seinen beiden Enden aufruht, die Druckdiagonalen daher jetzt Zugspannungen erhalten und dass der Dehnungszeichner in diesem Zustande des Trägers befestigt wurde, so kommt bei Bemessung der Längenänderung dieses Stabes noch jene Verkürzung desselben hinzu, welche sich aus dem Uebergange der Zugspannung in die Spannung Null ergibt.

Die achsiale Zugspannung der Diagonale D_1 in dem erwähnten Zustande des Trägers wurde mit $D_1 = +1{,}05\ t$ berechnet. Für die totale Längenänderung derselben beim Uebergange aus dem entlasteten Zustande in jenen der Probebelastung ist daher die gesammte achsiale Spannung in Rechnung zu ziehen und wir erhalten mit $G = 0{,}17$ Ton.

$$D_1 = (1{,}45 + 0{,}917\ A) \text{ Tonnen.}$$

Mit dem Querschnitte $\varphi = 17{,}92\ cm^2$ ist die specifische Achsialspannung:

$$\sigma = \frac{D_1}{\varphi} = -(0{,}080 + 0{,}051\ A)\ t/cm^2.$$

Hiernach berechnet sich:

für $A = 3{,}04\ t$; $\sigma = -0{,}235\ t/cm^2$
„ $A = 4{,}89\ t$; $\sigma = -0{,}329$ „
„ $A = 8{,}59\ t$; $\sigma = -0{,}518$ „
„ $A = 10{,}45\ t$; $\sigma = -0{,}613$ „

In der nachfolgenden Zusammenstellung sind zum Vergleiche die nach Angaben des Dehnungszeichners ermittelten und die berechneten Spannungen angegeben.

A Tonnen	$\sigma = \frac{D_1}{\varphi}\ t/cm^2$		Differenz t/cm^2
	Berechnet	Nach Dehnungszeichner	
3·04	—0·235	—0·228	—0·007
4·89	—0·329	—0·345	+0·016
8·59	—0·518	—0·567	+0·049
10·45	—0·613	—0·691	+0·078

Es ist zu beachten, dass in Folge der excentrischen Befestigungen der Streben diese auch auf Biegung, daher auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht werden, wodurch bei größer werdenden Belastungen der Einfluss der

seitlichen Ausbiegungen zur Geltung gelangt. Aus der Columne der Differenzen zwischen den berechneten specif. Achsialspannungen und den Spannungen am untersuchten Winkeleisenschenkel ist die Größe des mit der Belastung zunehmenden Einflusses der Biegung ersichtlich.

4. Obergurt des Vollwand-Trägers aus Martin-Flusseisen von Donawitz.

Der Dehnungszeichner war über der Trägermitte an den äusseren horizontalen Gurtungsflanschen des Zuggurtes befestigt und erfasste diesen Gurttheil in einer Länge von $\lambda = 705{,}0\,mm$ derart, dass von der Trägermitte aus beiderseits die gleichen Längen $\frac{\lambda}{2} = 352{,}5\,mm$ in Betracht standen.

Bei den verschiedenen Belastungen ergaben sich die folgenden Resultate:

Bei Belastung	von $A = 0$	auf $A = 2{,}11\,t$;	$n = 23{,}0\,mm$		
„ Entlastung	„ $A = 3{,}53$	„ $A = 0\,t$;	$n = 26{,}2\,mm$		
„ Belastung	„ $A = 0$	„ $A = 4{,}94\,t$;	$n = 34{,}0\,mm$	}	
„ Entlastung	„ $A = 4{,}94$	„ $A = 0\,t$;	$n = 35{,}5\,mm$	}	Mittel
„ Belastung	„ $A = 0$	„ $A = 4{,}94\,t$;	$n = 33{,}5\,mm$	}	$= 34{,}1\,mm$
„ Entlastung	„ $A = 4{,}94$	„ $A = 0\,t$;	$n = 33{,}5\,mm$	}	
„ Belastung	„ $A = 0$	„ $A = 6{,}35\,t$;	$n = 42{,}5\,mm$		
„ „	„ $A = 0$	„ $A = 9{,}23\,t$;	$n = 53{,}0\,mm$		

Die Längenänderungen des betrachteten Gurttheiles berechnen sich nach

$$\Delta\lambda = \frac{n}{\alpha} = \frac{n}{162}.$$

Es ist:

für die Belastung	von $A = 0$	auf $A = 2{,}11\,t$:	$\Delta\lambda = 0{,}141\,mm$
„ „ Entlastung	„ $A = 3{,}53$	„ $A = 0\,t$;	$\Delta\lambda = 0{,}161\,mm$
„ „ Belastung	„ $A = 0$	„ $A = 4{,}94\,t$;	$\Delta\lambda = 0{,}210\,mm$
„ „ „	„ $A = 0$	„ $A = 6{,}35\,t$;	$\Delta\lambda = 0{,}262\,mm$
„ „ „	„ $A = 0$	„ $A = 9{,}23\,t$;	$\Delta\lambda = 0{,}327\,mm$

Durch Berechnung ermittelten wir die Längen-Aenderung des Gurttheiles λ unter einer am Trägerende an-

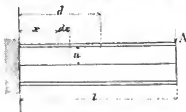


Fig. 27.

greifenden Einzellast A folgendermaßen. Bezeichnet σ die spec. Spannung eines Flächenelementes im Querschnitte x und in der Schichtenhöhe η, so ist

$$\sigma_\eta = \frac{M_x \cdot \eta}{J};$$

Die Längen-Aenderung eines Elementes dx ist:

$$\Delta dx = \frac{\sigma_\eta}{E} \cdot dx = \frac{M_x\,\eta}{EJ}\,dx$$

also für eine Schichtenlänge λ:

$$\Delta\lambda = \frac{\eta}{EJ}\int_0^\lambda M_x\,dx = \frac{\eta}{EJ}\int_0^\lambda A\,(l - x)\,dx$$

$$\Delta\lambda = \frac{A \cdot \eta}{EJ}\left(l\lambda - \frac{\lambda^2}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{A\,\eta\,\lambda}{EJ}(2l - \lambda)$$

beiderseits demnach die gesammte Längenänderung.

$$2 \,.\, \Delta\lambda = \frac{A\,\eta}{EJ}\,\lambda\,(2l - \lambda).$$

Es ist insbesondere:

$l = 500\,cm$
$\lambda = 35{,}25\,cm$
$\eta = 40{,}4\,cm$
$E = 2000\,t/cm^2$
$J = 156409\,cm^4$ und somit
$2\,\Delta\lambda = 0{,}00438\,A$ in cm

Einem Belastungszuwachs $\Delta A = 1{,}41$ Tonn. entspricht daher eine Verlängerung:

$$2\,\Delta\lambda = 0{,}00438 + 1{,}41 = 0{,}0062\,cm = 0{,}062\,mm$$

Dagegen zeigt das Resultat der Messung hiefür die Verlängerungen:

$$2\,\Delta\lambda = 0{,}020,\quad 0{,}049\quad 0{,}052 \text{ und } 0.038\,mm$$

also durchaus kleinere Werte.

Ohne den durch die Messung gefundenen absoluten Werten ein großes Gewicht beizumessen (die erste und letzte Angabe scheinen unverlässlich zu sein), ist es dennoch unverkennbar, dass die wirklichen Längen-Aenderungen und demnach auch die Spannungen kleiner gewesen sein müssen als die Berechnung ergab. Hiermit stimmt auch, dass die berechneten elastischen Durchbiegungen durchaus größer sind, als die beobachteten. Es ist zu vermuthen, dass die Reibungswiderstände der Auflager auf diese Erscheinung von Einfluss waren. Es ist in dieser Hinsicht nicht uninteressant, zu bemerken, dass bei Ausführung dieses Versuches Herr Professor Steiner, welcher diesem Versuche als Gast beiwohnte, die bei mehreren Belastungen entstandenen Neigungen des einen Trägerendes am festen Auflager mittelst einer empfindlichen Libelle beobachtete.

Er fand die folgenden Ausschläge der Libellenblase: bei Belastung von:

$A = 7{,}8\,t$	auf $A = 9{,}23\,t$	mit 72 bis 73 Theilstrichen
$A = 9{,}23\,t$	„ $A = 10{,}64\,t$	„ 52 „
$A = 12{,}05\,t$	„ $A = 13{,}47\,t$	„ 35 bis 40 „

Hierauf wurden die Zapfenlager frisch geschmiert und es ergaben sich weiter die Ausschläge nunmehr bei Belastung von:

$A = 13{,}47\,t$	auf $A = 14{,}92\,t$	mit 61 Theilstrichen
$A = 14{,}92\,t$	„ $A = 16{,}34\,t$	„ 64 „

(NB. die Schwankungen der Blase während des Balancirens des Hebels in der Gleichgewichtslage betrugen 4 bis 5 Theilstriche.)

Der Einfluss der verminderten Reibung ist sonach in die Augen fallend. Der Wert eines Theilstriches war nach Angabe Professor Steiner's $\omega = 2{,}327$ Secunden.

Wenn wir demnach für die Belastungs-Zunahme $\Delta A = 1{,}42\,t$ der letzten Beobachtung den Zuwachs des Neigungswinkels der Tgte. am Trägerende berechnen, so ergibt sich hiefür:

$$\Delta\varphi'' = 64 \times 2{,}327 = 148{,}928'' = 2{,}482' \doteq 2'\,29''.$$

Für eine am Trägerende angreifende Einzellast A ist die Tgte. des Neigungswinkels am Trägerende:

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \frac{Al^2}{EJ}$$

Mit $l = 500\ cm$
$J_m = 131750\ cm^4$
$E = 2000\ t/cm^2$ erhält man
$\varphi = 0{,}000474\ A$, und für $A = 1{,}42$ Tonn.
$\Delta\varphi = 0{,}0006731$, demnach
$\Delta\varphi'' = 0{,}0006731 \times 206265$
$= 138{,}837'' = 2'\ 18{,}6''$

X. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.

Der Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Fluss-Eisens zu Brücken-Constructionen enthält die auf diese Frage besonders bezugnehmenden wichtigen Ergebnisse und Schlussfolgerungen.

Im Nachstehenden sollen jedoch jene Ergebnisse, welche gewissermaßen nebenher bei den angestellten Versuchen, Beobachtungen und Untersuchungen gewonnen wurden, in Kurzem zusammengefasst werden.

1. Obwohl das Material der Versuchsträger im Allgemeinen nur einen sehr geringen Gesammt-Gehalt an fremden chemischen Beimengungen besass, so war dennoch der Einfluss einzelner Stoffe auf die Festigkeits-Eigenschaften deutlich bemerkbar. Der Einfluss, welchen der Kohlenstoff, der Phosphor, der Schwefel auf die Eigenschaften, insbesondere auf die Elasticität und Festigkeit des Eisens überhaupt äussern, ist bekannt. Aus dem Vergleiche der Resultate der chemischen Analysen mit den Festigkeits-Eigenschaften der zugehörigen Probestäbe scheint es, dass auch ein gewisser Gehalt an Silicium (0,07 Percent und darüber) die Dehnbarkeit und Festigkeit des Eisens erheblich zu beeinträchtigen vermag. Der nachtheilige Einfluss dieses Stoffes scheint jedoch durch etwas höheren Kohlenstoffgehalt vermindert zu werden. Die Anzahl der verfügbaren Untersuchungen ist jedoch nicht groß genug, um aus dieser Beobachtung einen sicheren Schluss zu ziehen.

Auf Grund derartiger Vergleiche erscheint es wünschenswerth, dass der Gehalt an fremden Beimengungen des weichen basischen Martin-Fluss-Eisens, welches für die Verwendung im Brückenbau geeignet sein soll, nicht gewisse Grenzen überschreite.

Der Verf. glaubt für den zulässigen Höchstgehalt an folgenden Stoffen die nachstehende Beschränkung empfehlen zu sollen:

C	Mn	P	S	Cu	Si
%	%	%	%	%	%
0,16	0,40	0,07	0,04	0,10	0,03

2. Seit Einführung des Flussmaterials zu Constructionszwecken des Schiff- und Brückenbaues, wurden von vielen berufenen Seiten über die diesem Materiale zuträglichen Methoden der Anarbeitung und Behandlung Beobachtungen und Studien angestellt, welche zu besonderen Vorschriften geführt haben.

Die Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines haben jedoch den Beweis erbracht, dass weiches, basisches Martin-Flusseisen auch die bei uns für Schweisseisen-Constructionen übliche Methode der Anarbeitung, ohne Beobachtung besonderer Vorsichtsmaßregeln, zu ertragen im Stande sei. Ja selbst in dem Falle, wo absichtlich eine minder sorgfältige Anarbeitung zur Anwendung kam, hat solches Material seine grosse Zähigkeit und Deformationsfähigkeit auch im genieteten Fachwerkträger bewahrt. Dagegen hat allerdings der Parallelversuch mit Trägern von besonders „sorgfältiger“ Ausführung (gebohrte Nietlöcher, maschinelles Nieten) bewiesen, dass die Güte der Anarbeitung die Leistungsfähigkeit der Träger, insbesondere deren plastisches Arbeitsvermögen, in hohem Grade zu steigern vermag, und dass selbst Ungleichmäßigkeiten der chemischen Zusammensetzung und der Festigkeitseigenschaften des Materiales der Constructionselemente hierdurch unschädlich gemacht werden konnten.

Hieraus ergibt sich die Folgerung, dass die beste Gewähr für die Sicherheit von Eisenconstructionen, bei Voraussetzung richtiger Construction, in der Güte der Anarbeitung beruhe.

3. Für die Beurtheilung der Leistungsfähigkeit der Versuchsträger ist neben den Höhenlagen der Proportional- und der Biegegrenze, deren plastisches Arbeitsvermögen maßgebend.

Das weiche, basische Martin-Flusseisen überragt in dieser Hinsicht das Schweisseisen so beträchtlich, dass zur Erzielung gleicher Sicherheit, unter sonst gleich bleibenden Umständen, die zulässige Inanspruchnahme des weichen, basischen Martin-Flusseisens — von der Güte des Materials der Versuchsträger — entsprechend erhöht werden könnte.

4. Die Bruchversuche haben ergeben, dass der Bruch der Zuggurte immer in der Strecke der gefährlichen Querschnitte stattfand. Die Bruchlinie folgt einer Linie des kleinsten Widerstandes, indem dieselbe die einem solchen Querschnitte nächstgelegenen Nietlöcher durchsetzt, so zwar, dass in der Regel neben dem Zerreissen im Querschnitte auch ein Abschieben längs der zum Zuge schiefen Bruchflächen erfolgt.

Eine ähnliche Erscheinung wurde auch bei dem Abreissen einer Zugdiagonale beobachtet. Die Zuggurt-Strecken über den Mittelständern continuirlicher Träger und der continuirlichen Gelenkträger verhalten sich ähnlich, wie die gleichen Stellen der Versuchsträger. Die Stehbleche oder Knotenbleche an diesen Orten würden daher besonders in's Auge zu fassen und entsprechend stark zu dimensioniren sein.

5. Einseitig an die Gurte anschließende Druckstreben erreichen durch Verbindung mit den Zugdiagonalen an den Kreuzungsstellen eine wesentliche Erhöhung des Widerstandes gegen Einknickung selbst dann, wenn die Zugdiagonale im Querschnitte flach gestaltet ist.

6. Bei vollwandigen Trägern ist auf Erzielung entsprechend großer seitlicher Steifigkeit der Druckgurte zu sehen und sind zu diesem Zwecke die Druckgurtlamellen stets bis zur nächsten Vertikalsteife, wo auch die Knotenpunkte des Horizontalverbandes anschließen, fortzuführen.

7. Das Gesetz der Proportionalität zwischen Belastung und elastischer Einbiegung der Eisenträger ist bis nahe an die Bruchgrenze giltig. Durch die bleibende Deformirung erleidet das elastische Verhalten keine Einbuße. Die Elasticitätskräfte bleiben daher bis fast zum Bruche constant erhalten.

I. Versuch am 4. Februar 1889.

Material: Thomaseisen. — Geliefert von Kladno-Teplitz.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_z kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	Last auf der Waagschale C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I	2	3	3·5	4·0	3·5	3	2	
				II	1·75	3	4	4·4	4	3	2	
2	600	198	—	I	1·8	4·2	5·2	6·5	5·4	3·9	2·0	
				II	2·3	4·4	5·7	6·6	5·9	4·2	2·3	
3	800	160	—	I	2·6	5·2	7·1	8·5	7·4	5·2	2·8	
				II	3·2	5·9	7·7	9·0	7·5	5·7	3·0	
4	1000	122	—	I				10·6				
				II				11·0				
5	1200	84	—	I				12·2				
				II				12·8				
6	1400	46	—	I				13·8				
				II				14·6				
7	1600	7	—	I	6·1	9·9	13·3	15·9	13·8	9·8	5·1	Nach Entlastung fand sich keine bleibende Einsenkung vor.
				II	6·0	10·3	14·5	16·6	14·5	10·8	5·7	
8	1800	—	151	I				18·5				Bleibende Einsenkung 0·1 / 0·3 mm in Trägermitte.
				II				19·5				
9	2000	—	338	I	6·2	12·3	16·3	19·5	16·9	12·2	5·3	dto. dto. 0·6 / 0·6 mm dto.
				II	7·1	12·7	17·8	21·6	17·9	13·5	6·6	
10	2200	—	525	I				21·4				Bleibende Einsenkung 0·7 / 0·8 mm in Trägermitte. Die erste Druckstrebe um 4·5 mm ausgebogen.
				II				22·7				
11	2400	—	713	I				25·3				Bleibende Einsenkung 2·9 / 5·7 mm in Trägermitte.
				II				29·5				
12	2600	—	900	I	10·3	20·4	27·6	35·2	27·4	19·6	9·3	Bruch des Stehbleches bei Knotenpunkt 4 des Zuggurtes. Bleibende Einsenkung Träger I 10·6, „ II 15·2 in Trägermitte. Die 1. Druckstrebe 5·5 mm ausgebogen.
				II	12·7	23·6	32·3	40·5	33·3	24·0	12·3	
					5·4	10·6	17·1	22·5	16·9	11·2	5·4	Bleibende Deformirung nach erfolgtem Bruche.
					5·2	10·0	15·1	18·9	15·2	10·0	4·9	

II. Versuch am 7. Februar 1889.

Material: Martineisen. — Geliefert von Kladno-Teplitz.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_z kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	Last auf der Waagschale C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				3·5				
				II				3·7				
2	600	198	—	I	2·1	4·1	5·4	6·3	5·6	4·2	2·1	
				II	2·3	4·0	5·5	6·3	5·8	4·3	2·2	
3	800	160	—	I	3·0	5·3	7·3	8·1	7·1	5·3	2·7	
				II	2·8	5·1	7·4	8·6	7·4	5·1	2·8	
4	1000	122	—	I				9·7				
				II				10·4				
5	1200	84	—	I	3·9	7·5	10·1	11·9	10·2	7·7	4·0	Nach der Entlastung 0·4 mm, 0·6 „ bleibende Durchbiegung.
				II	4·2	7·9	10·4	12·6	10·8	7·8	4·3	
6	1400	46	—	I				14·0				
				II				14·7				
7	1600	7	—	I	5·6	10·6	14·3	16·3	14·3	10·5	5·6	1. Druckstrebe 2·9 mm elastische Ausbiegung. Nach der Entlastung 0·8 mm, 1·4 „ bleibende Durchbiegung.
				II	5·6	10·7	14·7	17·2	15·0	10·9	5·6	
8	1800	—	151	I	6·5	11·9	16·1	18·3	16·0	12·0	6·5	1. Druckstrebe 3·9 mm elastische Ausbiegung. Nach der Entlastung 1·6 mm, 2·0 „ bleibende Durchbiegung.
				II	6·8	13·0	17·2	20·2	17·3	12·7	6·7	

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_t kg/cm²	Last auf der Wagschale P (kg)	Last auf der Wagschale C (kg)	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
9	2000	—	338	I II				20·9 23·4				1. Druckstrebe 4·5 mm elastische Durchbiegung I.
10	2200	—	525	I II	8·0 8·5	15·2 16·2	20·5 22·1	23·6 25·5	20·7 21·9	14·9 16·0	7·8 8·4	1. Druckstrebe 5·2 mm elastische Ausbiegung I. Nach der Entlastung 3·5 mm, 4.1 „ bleibende Durchbiegung
11	2400	—	713	I II				28·5 30·2				1. Druckstrebe 5·9 mm Ausbiegung, 0·2 mm bleibend I. Nach der Entlastung 6·3 mm, 6·9 „ bleibende Durchbiegung.
12	2600	—	900	I II				36·8 38·8				1. Druckstrebe 6·6 mm Ausbiegung, 0·5 mm bleibend I. Nach der Entlastung 12·9 mm, 13·4 „ bleibende Durchbiegung.
13	2800	--	1087	I II	14·9 16·1	28·9 30·6	41·2 43·8	50·6 52·8	40·7 43·8	28·4 30·4	14·8 15·4	1. Druckstrebe 7·2 mm Ausbiegung, 0.8 mm bleibend I Nach der Entlastung 24·9 mm, 25·4 „ bleibende Durchbiegung.
14	3000	—	1275	I II				72·3 75·8				1. Druckstrebe 7·5 mm Ausbiegung, 0·9 mm bleibend I. Nach der Entlastung 44·4 mm, 45·6 „ bleibende Durchbiegung. Die Nieten der Zugstreben zeigen am Knoten 4 beginnende Verschiebung nach der Richtung des Zuges. Die Stehbleche zeigen am Mittelständer eine Aufbiegung, ebenso zeigen die Zuggurtwinkel bei den rechts und links von der Mitte gelegenen zwei Nieten eine Contraction. Am II. Träger sind die Nieten je 3 Stück um circa 4 mm verschoben.
15	3200	—	1462	I II				87·3 90·8				1. Druckstrebe 7·8 mm Ausbiegung, 1·0 mm bleibend I. Nach der Entlastung 51·9 mm, 61·3 „ bleibende Durchbiegung.
16	3400	—	1649	I II	26·6 28·2	52·2 55·7	77·1 81·2	94·7 100·5	76·5 81·5	52·6 54·9	26·7 27·5	Bei dem Träger II. zeigen sich bei den unteren zunächst der Verticalen gelegenen Zugstrebennieten im Stehbleche Haarrisse ‖ zur Walzrichtung, die neben der Verticalen befindlichen Nieten sind um ca. 5 mm verschoben. Das Stehblech zeigt starke Contraction; die Einschnürungen bei den Nieten der Gurtwinkel haben sich vergrössert. Die Zugstreben in der Mitte sind ausgebogen gegen die Tragwandebene. Da die Belastungsgewichte theilweise auf einer Unterlage auflagern und nicht ganz wirkten, wurde eine theilweise Entlastung vorgenommen und das Hindernis entfernt. Beim Wiederauflegen des Gewichtes von 3200 auf 3400 kg trat der Bruch ein beim Träger II.

III. Versuch am 11. Februar 1889.

Material: Schweisseisen. Geliefert von der Oesterr. Alpinen Montan-Gesellschaft.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_t kg/cm²	P (kg)	C (kg)	Träger	1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I II				4·5 5·1				
2	600	198	—	I II	2·3 2·5	4·5 4·8	6·2 6·5	6·8 7·5	6·2 6·7	4·3 4·8	2·4 2·6	
3	800	160	—	I II	3·1 3·4	5·9 6·5	8·0 8·8	8·8 9·7	7·8 8·7	6·1 6·2	3·4 3·4	
4	1000	122	–	I II				10·8 11·9				
5	1200	84	--	I II	4·6 4·9	8·3 9·1	11·8 12·4	13·0 14·6	11·5 12·8	8·3 9·6	4·7 5·0	Nach der Entlastung 1·0 mm, 1·4 „ bleibende Biegung.
6	1400	46	—	I II				15·5 17·7				dto. 1·9 „, 2·2 „ dto.
7	1600	7	—	I II	(1·1) 6·5 (1·5) 7·1	11·5 13·1	16·3 18·8	18·6 21·6	16·3 19·2	11·9 13·8	6·3 7·0	dto. 3·2 „, 4·7 „ dto.
8	1800	--	151	I II	7·2 8·5	13·1 16·4	18·8 22·5	21·3 26·2	19·3 23·2	13·7 16·9	7·5 9·3	dtv. 4·9 „, 7·3 „ dto.
9	2000	—	338	I II				28·4 33·0				dto. 8·0 „, 11·0 „ dto.
10	2200	—	525	I II	11·6 13·6	22·5 26·0	31·8 37·0	37·2 43·8	31·8 37·2	23·1 26·1	12·0 13·4	dto. 14·7 „, 20·8 „ dto. [1]
11	2400	—	713	I II				48·0 57·6				dto. 24·0 „, 32·2 „ dto. [2]
12	2600	—	900	I II				61·3 75·5				dto. 37·0 „, 46·8 „ dto [3] Der Bruch tritt im Träger I bei einer Spannung σ_t zwischen 2400 und 2600 kg/cm² ein.

[1] Es zeigen sich Nietverschiebungen beim Knoten 4 (oben).
[2] Die Nietverschiebungen vergrössern sich.
[3] Beginn der Stehblech-Contraction oben zwischen den Gurtwinkeln.

IV. Versuch am 14. Februar 1889.

Material: Martineisen. Geliefert von Witkowitz.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ (kg/cm²)	Last auf der Waagschale P (kg)	C (kg)	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				4·8				
				II				4·8				
2	600	198	—	I	2·1	4·4	5·7	6·7	5·6	3·9	2·2	
				II	2·3	4·0	5·8	6·6	5·8	4·3	2·3	
3	800	160	—	I				8·6				
				II				8·5				
4	1000	122	—	I	3·3	6·5	9·1	10·4	8·8	6·4	3·4	
				II	3·5	6·4	9·1	10·5	9·1	6·5	3·5	
5	1200	84	—	I				12·7				Nach der Entlastung 0·5/0·6 bleibende Biegung.
				II				12·6				
6	1400	46	—	I	4·8	9·4	12·8	11·8	12·7	9·1	5·0	dto. 1·6/1·3 dto.
				II	5·3	9·5	13·1	15·0	13·1	9·5	5·2	
7	1600	7	—	I	(0·5) 5·7	(1·0) 11·2	(1·6) 15·4	17·6	(1·4) 15·0	(0·8) 10·8	(0·4) 5·7	1. Druckstrebe Träger I, 4 mm elastische Ausbiegung
				II	(0·4) 5·8	(0·6) 10·8	(1·7) 15·3	17·7	(1·3) 15·4	(0·8) 11·3	(0·3) 5·8	Nach der Entlastung 1·6/1·7 bleibende Biegung.
8	1800	—	151	I	6·6	12·6	17·2	20·0	17·0	12·7	6·6	1. Druckstrebe I, 4·8 Ausbiegung.
				II	6·7	12·7	17·0	20·2	17·5	12·8	6·8	Nach der Entlastung 2·5/2·2 bleibende Biegung.
9	2000	—	338	I				22·6				dto. 3·5/2·8 dto.
				II				22·7				
10	2200	—	525	I	8·2	16·0	22·0	25·6	21·8	15·9	8·4	1. Druckstrebe I, 6·8 Ausbiegung.
				II	8·5	15·9	22·3	25·8	22·1	16·0	8·4	Nach der Entlastung 4·0/3·8 bleibende Biegung.
11	2400	—	713	I				28·9				1. Druckstrebe I, 7·4 Ausbiegung.
				II				29·5				Nach der Entlastung 5·3/5·7 bleibende Biegung.
12	2600	—	900	I	10·5	20·2	28·4	32·7	28·1	20·0	10·5	1. Druckstrebe I, 8·1 Ausbiegung, 0·9 bleibend
				II	11·3	20·0	29·1	34·0	28·5	20·6	10·9	Nach der Entlastung 7·4/7·8 bleibende Biegung.
13	2800	—	1087	I	12·4	23·9	33·8	39·6	33·6	24·0	12·4	1. Druckstrebe I, 9 Ausbiegung.
				II	12·8	24·4	34·7	40·9	34·3	24·6	13·1	Nach der Entlastung 11·9/12·9 bleibende Biegung.
14	3000	—	1275	I				47·8				dto. 18·2/20·0 dto.
				II				50·3				
15	3200	—	1462	I	18·3	35·3	52·1	61·9	52·1	35·8	18·4	1. Druckstrebe I, 10·4 Ausbiegung.
				II	19·4	37·2	53·5	63·9	52·8	36·8	19·1	
16	3400	—	1649	I				72·4				Bei fast 3600 kg brach Träger II rechts von der mittleren Vertikalen.
				II				75·9				

V. Versuch am 18. Februar 1889.

Material: Martineisen. Geliefert von der Oesterr. Alpinen Montan Gesellschaft.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ (kg/cm²)	Last auf der Waagschale P (kg)	C (kg)	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				5·1				
				II				5·2				
2	600	198	—	I	2·3	4·5	6·5	7·2	6·2	4·6	2·4	
				II	2·1	4·6	6·2	7·1	6·3	4·7	2·6	
3	800	160	—	I	3·0	5·7	8·1	9·0	7·7	5·8	3·0	
				II	3·0	5·9	7·8	9·1	8·0	5·9	3·3	
4	1000	122	—	I				10·9				Nach der Entlastung 0·7/0·2 bleibende Biegung
				II				11·0				
5	1200	84	—	I	4·3	8·2	11·4	12·9	10·9	8·2	4·2	1. Druckstrebe, Träger I, 3·7 mm elastische Ausbiegung
				II	4·6	8·5	11·5	13·2	11·6	8·5	4·6	Nach der Entlastung 1·0/0·7 bleibende Biegung
6	1400	46	—	I				15·2				1. Druckstrebe I, 4·2 Ausbiegung
				II				15·6				Nach der Entlastung 1·3/1·2 bleibende Biegung
7	1600	7	—	I	6·0	11·2	15·8	17·9	15·5	11·3	5·8	1. Druckstrebe I, 4·8 Ausbiegung
				II	6·4	11·6	16·0	18·2	15·9	11·5	6·4	Nach der Entlastung 2·2/1·6 bleibende Biegung

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
8	1800	—	151	I	(0·7) 6·7	(1·3) 12·6	(2·5) 17·8	20·2	17·5	12·9	6·7	1. Druckstrebe I, 5·5 Ausbiegung. Nach der Entlastung $\frac{2\cdot8}{2\cdot5}$ bleibende Biegung.
				II	(0·5) 6·8	(1·5) 13.8	18·0	20·8	18·1	13·2	(0·6) 7·2	
9	2000	—	338	I				23·2				1. Druckstrebe I, 6·3 Ausbiegung, 0·3 bleibend. Nach der Entlastung $\frac{4\cdot0}{4\cdot2}$ bleibende Biegung.
				II				26·8				
10	2200	—	525	I	8·8	16·9	23·7	27·5	23·5	17·3	8·9	1. Druckstrebe I, 7·2 Ausbiegung. Nach der Entlastung $\frac{6\cdot4}{6\cdot3}$ bleibende Biegung.
				II	9·3	17·8	24·6	28·3	24·3	17·5	9·3	
11	2400	—	713	I				34·8				Nach der Entlastung $\frac{12\cdot0}{11\cdot8}$ bleibende Biegung.
				II				35·4				
12	2600	—	900	I	13·6	26·5	37·8	45·8	37·9	27·1	13·8	1. Druckstrebe 8·3 Ausbiegung, 0·9 bleibend. Nach der Entlastung $\frac{23\cdot7}{21\cdot1}$ bleibende Biegung.[1])
				II	13·8	27·3	38·6	46·4	39·0	27·4	14·5	
13	2800	—	1087	I	17·6	35·0	50·3	61·5	50·8	35·3	18·0	1. Druckstrebe 9·2 Ausbiegung, 0·9 bleibend. Nach der Entlastung $\frac{35\cdot0}{35\cdot4}$ bleibende Biegung. Nietverschiebung bei den Zugstreben am Zuggurt bei je 3 Nieten circa 2·5 mm. Beginn der Stehblecheinschnürung am Zuggurt zwischen den Gurtwinkeln, bei den 3 mittleren Nieten. Dehnung am Stehblech bei 100 mm — 2·5 mm.
				II	18·1	36·1	51·9	63·5	51·7	36·2	18·6	
14	3000	—	1275	I				78·0				1. Druckstrebe 9·4 Ausbiegung, 1·7 bleibend. Nach der Entlastung $\frac{51\cdot1}{52\cdot0}$ bleibende Biegung. Die Nietverschiebung beträgt 3·5, es verschieben sich auch die mittleren Gurtnieten circa 2 mm. Die Stehblechdehnung beträgt bei 100 mm 45 mm. In den Zugstrebennieten neben der Vertikalen sind starke Deformationen bemerkbar.
				II				81·0				

Der Bruch erfolgte bei Träger II bei ca. 3000 kg/cm². Der Träger I erhielt einen Anriss im Stehbleche.

VI. Versuch am 30. September 1889.

Material: Martin-Flusseisen. Fachwerk mit minder sorgfältiger Anarbeitung. Geliefert von Teschen.

Belastungsstufe	σ kg/cm²	P kg	C kg	Träger	1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				4·7				
				II				5·0				
2	600	198	—	I	2·0	4·4	5·6	6·5	6·0	4·4	2·1	
				II	2·4	4·3	6·3	6·7	6·0	4·4	2·5	
3	800	160	—	I	2·9	5·9	7·4	8·6	7·6	5·6	2·8	Nach Entlastung $\frac{0\cdot4}{0\cdot3}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II	2·9	5·4	8·0	8·6	7·7	5·6	3·3	
4	1000	122	—	I				10·8				
				II				10·9				
5	1200	84	—	I	4·7	8·3	10·9	13·0	11·2	8·2	4·3	Nach Entlastung $\frac{1\cdot4}{1\cdot0}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II	4·2	8·6	11·6	13·0	11·5	8·3	4·8	
6	1400	46	—	I	5·1	9·8	13·0	15·2	13·1	9·6	4·8	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 2·0.
				II	5·1	9·7	13·8	15·4	13·6	9·7	5·3	
7	1600	7	—	I	6·4	11·8	15·9	18·0	16·2	11·4	5·9	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 2·9. Nach Entlastung $\frac{2\cdot3}{2\cdot3}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II	6·0	11·6	16·3	18·3	16·3	11·9	6·2	
8	1800	—	151	I	7·0	13·2	18·0	21·0	18·2	13·1	6·5	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 3·9. Nach Entlastung $\frac{3\cdot7}{3\cdot6}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II	7·0	13·5	18·9	21·4	18·6	13·6	7·3	
9	2000	—	338	I				24·9				Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 4·3.
				II				25·2				
10	2200	—	325	I	10·1	19·3	26·8	33·8	26·9	18·6	9·7	Beginn der Nietverschiebung bei I u. II am Mittelständer. Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5·0.
				II	10·2	19·9	28·5	34·0	27·7	19·7	10·4	
11	2400	—	713	I	14·8	28·2	40·0	49·4	40·4	28·0	14·1	Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5·6. Nach Entlastung $\frac{26\cdot7}{27\cdot5}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II	14·9	29·1	41·6	50·4	41·1	28·9	14·3	
12	2600	—	900	I				64·9				Ausbiegung der Druckstrebe am Träger-Ende 5·8. Nach Entlastung $\frac{43\cdot3}{46\cdot9}$ bleibende Biegung i. d. M.
				II				71·4				
13	2800	—	1087	I				87·6				Beginn des Einreissens im Stehblech des I. Trägers zunächst dem Mittelständer rechts von der nächststehenden Niete der 2. Reihe des Zuggurtes ausgehend.
				II				93·0				
14	2900	—	1275	I								Bruch des I. Trägers durch Zerreissen des Zuggurtes. Bruch, sehr feine kurze Sehne, milde, starke Contractionen und Einfurchung nebst glattem Schubbruch ohne Contraction.
				II								

[1]) Beginn der Nietverschiebung bei I und II.

VII Versuch am 3. October 1889.

Material: Martineisen. Sorgfältige Anarbeitung. Geliefert von Teschen.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	Last auf der Waagschale C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				4·3				
				II				4·4				
2	600	198	—	I	2·0	2·8	5·2	6·2	4·0	3·2	1·9	Nach der Entlastung 0·0 / 0·0 bleibende Biegung i. d. Mitte.
				II	1·7	3·4	4·9	6·3	4·9	3·7	1·9	
3	800	160	—	I	2·9	5·1	7·1	8·2	5·9	4·2	2·5	dto. 0·3 / 0·2 dto.
				II	2·5	4·7	6·4	8·2	6·5	4·7	2·6	
4	1000	122	—	I	3·4	6·0	8·2	9·9	7·5	5·5	3·2	
				II	3·1	6·0	8·1	10·2	8·6	6·3	3·3	
5	1200	84	—	I	4·0	7·0	10·0	11·8	9·3	6·9	4·0	dto. 0·9 / 0·6 dto.
				II	4·0	7·2	9·6	12·0	10·2	7·4	4·1	
6	1400	46	—	I	4·9	8·9	12·5	14·3	11·6	8·2	4·8	
				II	4·6	8·7	11·9	14·4	12·2	8·9	4·6	
7	1600	7	—	I	5·6	10·4	14·6	17·4	14·2	10·2	5·8	dto. 1·9 / 1·4 dto.
				II	5·3	10·0	13·7	16·8	14·1	10·4	5·5	
8	1800	—	151	I	6·4	12·2	16·8	19·7	16·3	11·8	6·4	dto. 2·8 / 2·6 dto.
				II	6·4	11·7	16·0	19·3	16·4	11·9	6·2	
9	2000	—	338	I				22·8				
				II				22·3				
10	2200	—	525	I	8·6	16·5	22·8	27·7	22·4	16·4	8·7	dto. 7·4 / 7·3 dto.
				II	8·6	16·4	22·6	27·3	23·0	16·6	8·8	
11	2400	—	713	I	10·6	20·5	28·1	34·8	28·1	20·3	10·8	dto. 13·8 / 13·5 dto.
				II	10·8	20·5	28·7	34·8	29·4	20·8	10·7	
12	2600	—	900	I				47·6				dto. 24·6 / 24·0 dto.
				II				47·4				
13	2800	—	1087	I	18·9	37·7	54·0	67·0	53·7	37·4	19·1	dto. 40·9 / 39·2 dto.
				II	19·1	37·1	52·7	65·0	53·1	36·8	18·7	
14	3000	—	1275	I	25·5	51·2	74·8	95·6	75·3	52·0	26·3	dto. 67·4 / 64·0 dto.
				II	25·5	51·0	73·5	90·8	73·6	50·6	25·6	
15	3200	—	1462	I				121·3				
				II				116·0				
16	3300	—	1649	I				131·8				Die Biegungen in der Trägermitte wurden bei der Beanspruchung von 3300 kg gemessen; bei Fortdauer der Belastung trat der Bruch zwischen Knoten 4 und 5 des Trägers II ein. Der Riss erfolgte im Gurte gleichzeitig durch die beiden Winkel und das Stehblech. Der Bruch war sehr fein, mildglänzend, kurze Sehnen, starke Contraction mit Einfurchung. Der Schubbruch war glatt ohne Contraction. Die Nietlöcher waren sehr stark deformirt.
				II				142·5				

VIII Versuch am 7. October 1889.

Material: Schweisseisen. Geliefert von Kladno.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	Last auf der Waagschale C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	400	236	—	I				5·3				
				II				5·2				
2	600	198	—	I	2·3	4·5	5·6	6·9	5·9	4·3	2·5	Nach der Entlastung 0·3 / 0·3 bleibende Biegung i. d. Mitte
				II	2·7	4·8	6·2	7·5	6·3	4·8	2·1	
3	800	160	—	I	3·0	5·6	7·3	8·9	7·0	6·0	3·0	dto. 0·6 / 0·6 dto.
				II	3·0	6·0	7·6	9·2	8·1	6·2	3·0	
4	1000	122	—	I	3·7	7·1	9·3	10·6	9·2	6·7	3·6	
				II	3·8	6·9	9·5	11·2	9·6	7·0	4·0	
5	1200	84	—	I	4·2	7·9	10·6	12·9	11·0	8·1	4·0	dto. 0·9 / 0·9 dto.
				II	4·6	8·2	11·4	13·5	11·6	8·5	4·5	

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_i kg/cm²	Last auf der Waagschale P kg	Last auf der Waagschale C kg	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkt 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
6	1400	46	—	I II	5·1 5·1	9·6 10·2	12·7 13·7	15·0 16·1	13·1 13·7	9·6 10·0	5·0 5·1	dto. 1·2 / 1·4 dto.
7	1600	7	—	I II	5·8 5·9	11·4 11·6	15·2 16·0	17·8 18·5	15·4 15·8	11·1 11·5	5·8 6·0	dto. 1·9 / 1·9 dto.
8	1800	—	151	I II	6·4 6·5	12·8 13·0	17·0 18·1	19·7 21·0	16·7 18·0	12·3 13·0	6·6 6·7	dto. 3·3 / 3·3 dto.
9	2000	—	338	I II	7·8 8·0	14·6 15·3	21·2 20·9	23·3 24·4	19·8 20·9	14·5 15·1	7·4 7·8	
10	2200	—	325	I II	8·7 8·7	17·3 17·7	23·8 24·3	28·0 28·8	23·8 24·6	17·3 17·7	8·7 8·9	dto. 6·0 / 6·5 dto.
11	2400	—	713	I II	10·5 11·4	20·9 22·0	28·7 30·1	35·5 38·0	28·9 30·4	21·1 21·4	11·1 10·7	dto. 12·2 / 12·8 dto.
12	2600	—	900	I II				46·4 48·5				dto. 23·3 / 23·2 dto. Der Bruch trat bei der Beanspruchung von 2600 kg im Knoten 4 des Trägers I ein. Derselbe war ganz rein, kurzsehnig, theils blättrig, zeigte eine geringe Contraction. Die Nietlöcher waren nur wenig deformirt.

IX. Versuch am 10. October 1889.

Versuchsobject: Blechträger.

Material: Martineisen. Geliefert von der Oesterr. Alpinen Montan-Gesellschaft.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_i kg/cm²	P kg	C kg	Träger	1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
1	376	255	—	I II				4·7 4·1				
2	573	226	—	I II	2·7 2·6	4·4 5·0	5·9 6·4	6·9 6·9	6·1 5·8	4·0 4·4	2·6 2·4	Nach der Entlastung 0·1 / 0·0 bleibende Biegung i. d. M.
3	772	197	—	I II	3·5 3·1	5·9 6·0	7·6 7·8	8·4 8·7	7·7 7·6	5·1 5·7	3·0 3·2	dto. 0·3 / 0·0 dto.
4	971	168	—	I II	4·1 3·9	7·1 7·4	9·4 9·2	10·3 10·8	9·2 9·0	6·3 7·1	3·7 4·3	
5	1177	138	—	I II	4·9 4·8	8·8 8·6	11·2 11·4	12·0 12·6	11·1 11·5	7·8 8·7	4·6 5·0	dto. 0·6 / 0·4 dto.
6	1375	109	—	I II	6·0 5·8	10·2 11·4	12·0 13·6	14·4 14·8	12·9 13·7	9·2 10·1	5·4 5·6	dto. 0·8 / 0·7 dto.
7	1574	80	—	I II	6·4 6·5	11·0 12·0	14·3 15·9	16·6 16·9	14·1 15·8	10·0 12·2	6·4 6·6	dto. 1·1 / 1·1 dto.
8	1772	51	—	I II	7·6 7·4	13·3 13·8	17·2 18·2	19·0 19·9	17·3 18·0	12·3 13·7	6·9 7·6	dto. 1·3 / 1·7 dto.
9	1971	22	—	I II	8·4 8·4	14·6 15·6	19·1 20·5	21·3 22·2	18·8 20·6	13·5 15·7	7·7 8·2	dto. 2·0 / 2·7 dto.
10	2175	—	38	I II	8·6 9·7	16·2 17·5	21·7 23·1	23·6 25·5	21·7 23·0	15·7 17·5	8·5 9·5	dto. 2·6 / 3·3 dto.
11	2374	—	181	I II	10·0 10·9	18·4 20·0	23·5 26·6	26·9 29·2	24·1 25·3	17·6 19·0	9·9 10·6	
12	2574	—	324	I II	11·1 12·2	20·7 22·0	27·2 29·0	30·6 31·8	27·0 28·7	19·4 21·5	11·1 11·7	dto. 5·6 / 7·2 dto.
13	2775	—	468	I II	13·1 14·3	25·1 26·7	33·0 35·9	35·9 39·7	32·7 35·8	23·5 26·6	13·3 14·2	dto. 9·4 / 12·6 dto.
14	2975	—	611	I II	15·4 17·9	29·4 33·8	40·2 46·5	45·7 51·9	39·9 46·5	28·6 33·8	15·6 18·0	Ganz unmerkliche Verschiebungen einzelner Nietköpfe am Zuggurt in der Mitte. Nach der Entlastung 17·6 / 23·0 bleibende Biegung i. d. M. Bei nahezu 3200 kg Beanspruchung knickten beide Untergurtungen zwischen Knoten 3 u. 4 ein. Durch das fortgesetzte Biegen bei dieser Belastung wurde die Deformation wohl vergrössert, ein Bruch trat aber bei keinem Bestandtheile ein.

X. Versuch am 14. October 1889.

Versuchsobject: Alter Blechträger.

Material: Schweisseisen. Geliefert von Judenburg und Witkowitz.

Belastungsstufe	Inanspruchnahme σ_z	Last auf der Waagschale P	C	Träger	Durchbiegung in Millimeter am Knotenpunkte 1	2	3	4	5	6	7	Anmerkung
	kg/cm²	kg	kg									
1	360	280	—	I				12·3				
				II				12·3				
2	553	265	—	I	6·4	9·9	12·6	13·1	12·6	9·9	5·3	Bei der Entlastung 0·1 bleibende Biegung I. d. II
				II	5·1	9·5	12·7	13·3	13·1	10·3	5·2	0·3
3	759	249	—	I	7·2	11·7	14·2	15·2	14·1	11·3	5·8	dto. 0·3 dto.
				II	5·8	10·5	14·8	15·5	14·7	12·2	5·7	0·4
4	952	234	—	I				18·5				dto. 0·5 dto.
				II				18·1				0·5
5	1145	219	—	I	9·7	16·4	20·4	21·4	20·6	16·0	8·6	dto. 0·6 dto.
				II	8·0	15·0	20·0	20·9	20·4	16·7	8·3	0·6
6	1338	204	—	I				25·8				dto. 0·8 dto.
				II				25·5				0·9
7	1544	188	—	I	12·7	21·9	27·6	29·1	28·0	21·3	11·0	
				II	10·7	20·6	27·6	29·0	28·0	22·4	11·5	
8	1737	173	—	I				32·9				dto. 1·8 dto
				II				32·3				1·2
9	1930	158	—	I	15·7	27·5	34·8	36·9	35·2	26·5	13·4	dto. 2·5 dto
				II	13·6	25·5	34·4	36·3	34·6	27·6	14·1	2·1
10	2135	142	—	I				40·4				dto. 3·2 dto.
				II				39·5				2·6
11	2328	127	—	I	18·4	33·2	42·2	44·9	42·3	32·1	16·5	dto. 5·3 dto.
				II	16·3	30·4	41·1	43·4	41·4	33·1	17·1	3·3
12	2521	112	—	I				53·0				dto. 9·2 dto.
				II				49·5				5·4
												dto. 14·5 dto. 8·0
13	2727	96	—	I	24·0	14·2	57·8	60·3	57·2	42·2	21·3	Bei Erreichung von 30·0 kg trat plötzlich der Bruch im Zuggurt in der Mitte des Trägers I ein. Der Riss ging durch die 3. Lamelle, beide Winkel und die einseitige Decklasche des Stehblechstosses. Die Bruchflächen waren rein, kurzsehnig und zeigten Stellen mit nicht vollkommener Schweissung. Die Nietlöcher waren nur sehr wenig deformirt.
				II	20·6	38·3	52·3	55·4	53·4	45·0	21·2	

Die Regulirung des Donau-Struden.

Vortrag, gehalten im österr. Ingenieur- und Architekten-Vereine vom k. k. Ministerialrath **Joh. Rössler**.

(Hiezu Taf. XXIII).

Bekanntlich bildete die Regulirung des Donau-Strudens schon wiederholt den Gegenstand öffentlicher Kundgebungen, welche aber bei näherer Prüfung theils das nothwendige Studium des vorliegenden Gegenstandes, theils die wissenschaftlich klare Einsicht in das Wesen desselben vermissen lassen und so den Charakter des fragmentarischen Raisonnements an sich tragen, oder wohl gar auf einseitiger Interessenvertretung basiren und dann dem Unternehmen gewiss mehr Schaden als Nutzen brachten.

Diese Kundgebungen fanden bisher keine Erwiderung. Freilich schließt das Stillschweigen gar oft auch eine beredte Antwort in sich, weil es zugleich aber auch entweder das Nichterwidernwollen auf die vorgebrachten Behauptungen oder wegen deren Stichhältigkeit das Nichterwidernkönnen bedingt, beide letztere Bedingungen aber hier der Thatsächlichkeit entbehren, so konnte ich die neuerliche collegiale Anregung, die Strudenregulirung hier im Kreise hervorragender Fachmänner zur Besprechung zu bringen, nur freudigst begrüßen.

Bevor ich aber auf den eigentlichen Gegenstand eingehe, kann ich nicht umhin, zu betonen, dass die sobaldige Ausführung der Strudenregulirung, obwohl von vielen Seiten angeregt und betrieben, doch vor Allem den wohlwollenden Intentionen der maßgebenden Faktoren zuzuschreiben ist, welche im wohlverstandenen Interesse der Sache fördernd eingegriffen haben, damit endlich ein Werk durchgeführt werde, welches der Schifffahrt auf der Donau zu großem Nutzen gereichen wird.

Die Individualität eines Stromes übt bekanntlich den maßgebendsten Einfluss auf die in seinem Bereiche vorzunehmenden Bauten aus und sie genau zu kennen ist bei Beurtheilung der letzteren unbedingt nothwendig. Da die besonderen Eigenthümlichkeiten und charakteristischen Merkmale gewisser Stromstrecken sich in dem erzielten Erfolge der zum Zwecke ihrer Correction bereits ausgeführten Arbeiten darstellen und aus demselben am sichersten entnommen werden können, so wird es bei Prüfung von Regulirungs-Objecten immer zweckmäßig erscheinen, vorerst einen geschichtlichen Ueberblick über die bereits bewirkten, bezw. angestrebten Strom-Correctionsarbeiten zu werfen, zumal hieraus nicht nur Anhaltspunkte über jene eigenthümliche Beschaffenheit der Strecke, sondern eventuell auch Directiven zur Lösung des vorliegenden Regulirungsproblems und Material zur Begründung derselben in Aussicht stehen.

Ich beabsichtige demnach meinem Vortrage einen kurz gefassten historischen Rückblick über die am Struden bewirkten Correctionsbauten vorauszuschicken, sodann die gegenwärtige Beschaffenheit dieser Stromschnelle und die verschiedenen Projecte zu ihrer Behebung der Besprechung zu unterziehen, endlich auf die Wahl des auszuführenden Projectes überzugehen und einige Schlussbemerkungen über die Arbeits-Installation und die erzielten Arbeits-Fortschritte beizufügen.

I. Historischer Rückblick auf die im Struden bisher ausgeführten Corrections-Bauten.

Schon in dem früheren Jahrhundert war es eine eifrige Sorge der Regierung, die Schifffahrtsverhältnisse in dem felsigen Defilé zwischen Grein und Nikolo, nämlich am Strudel und Wirbel, zu verbessern.

Zur Zeit der grossen Kaiserin Maria Theresia und unter ihrem Nachfolger Kaiser Josef II. wurden in den Jahren 1778, 1779, 1780, 1781 und 1782, ohne der früheren Arbeiten vom Jahre 1770 zu gedenken, wenngleich nicht wesentliche, doch immerhin für die damalige Zeit ansehnliche Geldmittel für die Verbesserung dieser Donaustrecke verwendet.

Wie aus der allgemeinen Situation des Struden zu ersehen ist, bildet die Donau hier zwei Arme, wovon der südliche, der sogenannte Hössgang mit Schottermassen verlegt, der nördliche aber durch die im Strome liegenden grösseren Klippenpartien des Bomben-, Wildriss- und Waldwasser-Gehächels in drei Rinnen getheilt ist.

Als es sich im Jahre 1778 um die Regulirung dieser Donaustrecke und speciell um die Wahl der zweckmäßigsten Fahrstraße in derselben handelte, kamen, wie dies aus einem amtlichen Berichte*) zu entnehmen ist, vier Anträge in Berathung, wovon der eine die Fahrstraße in den Strudencanal, der andere dieselbe in den Hössgang verlegt wissen wollte, während der dritte hiefür das Waldwasser und der vierte endlich die Herstellung eines Canales durch die Wörther-Insel zum Gegenstande hatte.

Dabei zeigte sich letzterer Canal wegen des damit im Zusammenhange stehenden grossen Felsaushubes als zu kostspielig. Eine günstigere Beurtheilung erfuhr die im Waldwasser situirte Schifffahrtsstraße, welche aber, trotzdem bezüglich derselben behauptet erscheint, dass zu jener Zeit schon Spuren von aus früheren Perioden datirenden Felsensprengungen vorgefunden worden wären, doch nicht weiter verfolgt wurde. Höchst interessant erscheint die Begutachtung der Hössgangstrase. Der vorerwähnte Bericht lautet hierüber wörtlich:

„Die Einleitung des Hauptstromes in den Hössgang ist bei dem ersten Anblicke der Gegend, bevor man das Flussbett untersucht, ein auffallender Gedanke, welcher schon öfters vorgeschlagen worden, aber nach eingesehenen Umständen niemals einen Beifall gefunden hat, denn

1. da die Einleitung des Hauptstromes in den Hössgang durch Wasserbauwerke geschehen müsste, welche das Wasser dem Strum*) entzögen und dem Hössgange zutrieben, so kommt hier wieder alles Dasjenige zu erwägen, was erst oben von der Einschränkung der Donau in Beziehung auf die Errichtung, auf die Dauer und Reparatur der Dämme und Fangbuhnen ist angeführt worden.

2. Aus der sichtbaren Beschaffenheit der Gegend lässt sich leicht urtheilen, dass das Flussbett in dem Hössgange eben auch sehr felsig sei. Im vorigen Jahre ist solches durch die Erfahrung bestätigt worden, indem den 9. Juni 1779 eine beladene Naufuhr, die sich etwas zu nahe am rechten Hössgangufer gehalten hat, an einem zuvor verborgenen Felsen, und nachdem sie von diesem los geworden, auf noch andere, die in der Reihe hinter einander lagen, jedoch ohne besonderen Schaden, aufgesessen ist. Diese Felsen, welche von dem anwachsenden Wasser ausgewaschen worden sind, waren damals vier Gwind oder zwei Schuh unter Wasser, acht bis neun Schuh lang und bis drei Klafter vom Ufer entfernt."

Das Ergebnis der damaligen Berathungen gipfelte endlich in dem Beschlusse, einen Schifffahrtsweg im sogenannten Strudencanal auszuheben. Es erfolgte in der That seine Austiefung, an welcher in den Jahren 1778 bis 1781 (nach anderen Angaben bis 1792) und hierauf dann wieder von 1821 bis 1839 gearbeitet worden ist.

Im Jahre 1822 wurde vom damaligen Wasserbau-Inspector Kolbe eine auf die Verbesserung dieser Stromstrecke abzielende Relation unter Vorlage der bezüglichen Pläne — wovon der Situationsplan vorliegt — erstattet und in derselben angegeben, dass sich nach dem Eisstoße im Jahre 1820 der Hössgang durch die Eisverschlagung des Strudens öffnete und für kurze Zeit die Schiffe durch den Hössgang fahren konnten, bis der am Eingange des Strudens gelegene Schotter fortgeschwemmt wurde.

Kolbe sagt hierüber ausdrücklich:

„Ein besonderer Umstand, der sich nach dem Eisstoße im Jahre 1820 zugetragen hat, kann nicht unberührt bleiben. Das Eis wurde vom Wasser im Hössgang um zwei

*) Nachrichten von den im Jahre 1778, 1779, 1780 und 1781 in dem Strudel der Donau zur Sicherheit der Schifffahrt vorgenommenen Arbeiten durch die k. k. Navigations-Direction an der Donau, Wien, bei Josef Edler v. Kurzbeck im Jahre 1781.

*) Struden.

Tage früher gehoben und floss daher auch eher ab, als in der Struden-Naufahrt. Die Kieshaufenspitze der Insel Wörth wurde rechts beträchtlich abgeschwemmt, dagegen die Strudel-Einfahrt zugelegt.

Die in etwas erfolgte Schwellung des Hauptstromes zwang einen beträchtlichen Theil des Strudelwassers, in den Hössgang hinüber zu fallen. Es konnten demnach nicht nur alle Höhenanzüge*), sondern auch die meisten Naufuhrer durch den Hössgang hindurchkommen, welcher Zustand jedoch nur eine kurze Zeit und so lange währte, bis die mittleren Wässer den Eingang des Strudels durch Abschwemmung des vorgelegten Sandhaufens wieder öffneten."

Im Jahre 1836, zu welcher Zeit der sogenannte Haustein mit dem von den Schiffern wegen seiner Gefährlichkeit gefürchteten Wirbel, und zwischen dem Hausstein und dem rechten Donauufer der sogenannte Lueggang noch bestand, favorisirte der damals als oberste Baubehörde bestandene Hofbaurath zum Zwecke der Umgehung des Strudens und Wirbels, die Aussprengung eines im Höss- und Lueggange sich hinziehenden 12 Klafter breiten Schifffahrtskanales, und arbeitete auch ein diesbezügliches Project aus, von dem der zur Ausstellung gebrachte Situationsplan noch erhalten ist, doch erhob die oberösterreichische Landesregierung gegen diese, ein finanzielles Erfordernis von 837.115 fl. beanspruchende Herstellung Einwendungen, da sie Mündung und Einfahrt des projectirten Kanales als der Verschotterung ausgesetzt erachtete, überhaupt eine gründliche Verbesserung dieser Schifffahrts-Verhältnisse lediglich nur in der Aussprengung der aus dem Donaubette hervorragenden Klippen des Bomben- und Wildriss-Gehächels, dann des Haussteines, ferner in der Abbauung des sogenannten Friedhofes, endlich in einer entsprechenden Regulirung der scharfen Krümmung beim sogenannten Kellerecke und in der Errichtung von Leitwerken zu erzielen hoffte, und demnach schon damals die Herstellung eines Schifffahrtsweges empfahl, dessen Trace, wie wir später sehen werden, ungefähr der von den Schiffern gegenwärtig eingehaltenen Fahrtrichtung entspricht.

Trotz dieser Opposition wurde hierauf doch im Jahre 1840 der vorerwähnte Plan des Hofbaurathes von der damaligen vereinigten Hofkanzlei zur Verwirklichung empfohlen, zufolge A. h. Entschließung vom 24. October 1840 aber nicht genehmigt, sondern zur Vornahme der im Strudenkanale nothwendigsten Sprengungsarbeiten ein Betrag von 6000 fl. bewilligt, und unter Einem eine Localkommission mit der Ueberprüfung der dortigen Stromverhältnisse betraut.

Das Gutachten dieser Commission lief darauf hinaus, dass Verschotterung den Hössgang gefährdet, welche Elementarereignisse, Hochwässer und Eisgänge, begünstigen können, die Einleitung des Stromes in den Hössgang deshalb bedenklich erscheine, der Nutzen, welchen die im Struden bereits bewirkten Sprengungen bereits hervorgerufen haben, aber unbestreitbar, und daher die Fortsetzung derselben für die Lösung des Problemes besten Erfolg versprechend sei.

Die Sprengungsarbeiten wurden auch thatsächlich in den hierauf folgenden Jahren fortgesetzt, und im Jahre 1842 8000 fl., im Jahre 1843 6000 fl. hiefür aufgewendet, und zugleich bestimmt, dass von nun ab auf Verlangen der oberösterreichischen Landesregierung jährlich 6000 fl. für diese im Strudenbette vorzunehmenden Sprengungen flüssig gemacht werden sollen, um die dort vorfindlichen, den Schifffahrts-Verkehr benachtheiligenden Klippen bis auf 6 Fuss unter Null zu vertiefen.

So unbedeutend diese letzteren Maßnahmen und insbesondere auch die für diesen Zweck bewilligten Dotationen den heutigen Begriffen nach erscheinen mögen, so verdient doch die Zweckmäßigkeit dieser Anordnungen hervorgehoben zu werden, zufolge welcher mit dem Aufwande so geringer Mittel zum Jahresbeginn 1854 dem Schiffsverkehr im Struden ein Kanal zur Verfügung stand, welcher eine benützbare Breite von 16 Klafter und eine Fahrwassertiefe von durchgehends 6 Fuss unter Null besaß.

Allerdings erschien dieser Schiffsweg für die Abwicklung des ungestörten und unbehinderten Verkehres noch keineswegs als genügend, was besonders im Hinblick auf die mittlerweile errungenen großen Fortschritte der Sprengtechnik zur Einleitung neuer Verhandlungen die Veranlassung bot, indem eine aus staatlichen Functionären bestehende Commission abgeordnet wurde und derselben folgende Fragen vorgelegt wurden:

1. Ist es im Interesse der Schifffahrt gelegen, den Haustein im größeren Umfange abzusprengen, und

2. welche Vorkehrungen sind zu treffen, um bei der zunehmenden Versandung des Hössganges zur Zeit der kleinsten Wasserstände die in diesem Seitenarme gehemmte Passage der Gegenzüge auf eine andere Weise zu ermöglichen, so dass die Nau- und Gegenfahrt der Schiffe in dieser Stromstrecke ohne gegenseitige Beirrung gleichzeitig stattfinden könnte?

Die Beantwortung der ersten Frage erfolgte im bejahenden Sinne, und wurde das Wegsprengen des Haussteines im Allgemeinen als sicheres Mittel zur Beseitigung des von den Donauschiffern seit Jahrhunderten gefürchteten Wirbels bezeichnet. In Beantwortung der zweiten Frage stellte die Commission aber zwei Alternativ-Anträge, u. z.:

a) Die Erbreiterung des Strudenkanales bis zum Waldwasser-Gehächel gegen das linke Ufer auf eine Breite von ca. 44 Klafter und die Vertiefung des Kanales bis auf 6 Fuss unter Null, eventuell

b) die Aussprengung des sogenannten Waldwassers in demselben Tiefenausmaße auf eine Breite von 20 Klafter und die Herstellung eines Seitendammes am linken Ufer. Unter der Motivirung, dass die im Strudencanale auftretenden heftigen Strömmungen stets ein Hindernis für die gleichzeitige Nau- und Gegenfahrt der Schiffe bilden werden, sowie dass die gegen das Waldwasser-Gehächel gerichtete Strömung ein Scheitern der Schiffe an diesem Felsen, und endlich die in diesem Kanale zu erwartende Wasserspiegelsenkung das zu Tagetreten von Klippen oberhalb des Strudens befürchten lasse, befürwortete die Commission jedoch die Ausführung des zweiten Antrages, zu dessen Gunsten sie zugleich die geringeren Herstellungskosten,

*) Gegenfahren.

die dadurch mögliche vollständige Trennung der im Waldwasser proponirten Nau- und der im Strudencanale stattfindenden Gegenfahrt und die Erzielung einer gleichmäßigeren Strömmung als Vortheile namhaft machte.

Mit A. h. Entschließung vom 7. Mai 1854 erfolgte hierauf die Genehmigung zur gänzlichen Beseitigung des Haussteines mit dem beantragten Kostenbetrage von 208.000 fl. C. M. und später zufolge A. h. Entschließung vom 5. Jänner 1855 auch die Bewilligung zur Eröffnung eines zweiten im Waldwasser auszuführenden Kanales und zur Herstellung eines Regulirungsdammes am linken Ufer mit dem Kostenaufwande von 148.000 fl. C. M. Die Sprengungen am Hausstein wurden am 18. August 1854 begonnen, jene im Waldwasser am 21. October des folgenden Jahres und beide im Jahre 1866 beendet. Die Abrechnung der Baukosten ergab für die Sprengung des Haussteines als verausgabte Summe den Betrag von 375.180 fl. ö. W., für die Herstellung des zweiten in der Richtung des Waldwassers gelegenen Canales den Betrag von 202 318 fl. ö. W.

Im Jahre 1863, wo diese Correctionsarbeiten zwar noch nicht fertiggestellt, aber doch immerhin geeignet waren, ein Urtheil über ihre Wirkung zu gestatten, trat gelegenheitlich einer Localbesichtigung der sehr beachtenswerthe Antrag auf, die Einfahrt dieses neu hergestellten Kanales trichterförmig zu erweitern, und zu diesem Zweck das am Kanalanfang gelegene Waldgehächel auszusprengen. Diese Antragstellung gewinnt nämlich dadurch eine erhöhtere Bedeutung, dass schon im daraunffolgenden Jahre, also zu einer Zeit, in welcher das Project für diese trichterförmige Einfahrtserweiterung ausgearbeitet und der Kostenaufwand derselben mit 80.000 fl. beziffert war, Seitens der Bauleitung die weitere Frage in Anregung gebracht wurde, ob nicht durch Absprengung des Bomben- und Wildrissgehächels die Regulirung des Strudens, und dadurch die Schifffahrtssicherheit in dieser Stromstrecke auf eine minder kostspielige und leichtere Art, als durch Absprengung des Waldwasser-Gehächels erzielbar sei, eine Frage, welche geradezu das gänzliche Aufgeben des Waldwasser-Kanales in sich schließt, trotzdem für die Fahrbarmachung desselben bereits so große Summen investirt wurden..

Die nähere Untersuchung der maßgebenden Motive einer derartigen Antragstellung läßt sofort erkennen, dass die Absprengung des Haussteines eine ebenso durchgreifende wie auch von einem vollständigen Erfolge begleitete Maßnahme war, dass hingegen der mit der Correction des Waldwassers angestrebte Zweck, eine Fahrtiefe von 6 Fuß unter Null herzustellen, und dasselbe den zu Thal fahrenden Schiffen zu überweisen, nicht erreicht werden konnte. Das Waldwasser ist nämlich, trotz der vorgenommenen Correctionen für die Schifffahrt bei niedrigem Wasserstande unpraktikabel geblieben, und wurde hiefür erst bei Eintritt mittlerer Wasserstände benützbar.

Die Ursache des vereitelten Erfolges dieser Correctionen läßt sich demzufolge lediglich in einer unerwarteten Senkung des Wasserspiegels erblicken, welche durch die gleichzeitig im Strudel und Waldwasser vorgenommenen Sprengungen, bezw. durch die damit in Verbindung stehende Zersplitterung der verwendbaren Wassermenge hervorgerufen erscheint. Zweifellos hatte die Wegräumung des Haussteines auch eine Wasserspiegelsenkung an und für sich verursacht, doch ist dieselbe in Bezug auf die Wasserverhältnisse des Strudens wegen der größeren Entfernung der betreffenden Stellen, sowie wegen der dazwischen liegenden sanften Gefälle als irrelevant zu betrachten.

Durch diese Erwägungen findet nun nicht nur der nachträgliche Antrag auf Herstellung einer trichterförmigen Einfahrts-Erweiterung des Waldwasser-Kanales, sondern im Hinblick auf das grosse Gelderforderniss, welches eine entsprechende Concentration der nothwendigen Wassermenge durch Herstellung von Uferbauten zur Schiffbarmachung dieses Kanales erheischt haben würde, auch das gänzliche Verlassen dieser Trace seine Erklärung.

Im Jahre 1867 kamen nur geringfügige Felsensprengungen, und nur mehr im Strudenkanal zur Ausführung.

Bemerkenswert erscheint hier übrigens auch noch ein Antrag des Bauleiters, welcher damals schon während 13 Baujahren die Donaucorrection bei Grein auszuführen hatte, und dessen Vorschlag dahin ging, der Schifffahrt durch Aussprengung des Wildriss- und Bomben-Gehächels im Struden ein $45^0 = 85{\cdot}342\,m$ breites Fahrwasser zu eröffnen. Dieser Vorschlag, welcher in seiner Wesenheit blos eine Wiederholung der von der Bauleitung schon im Jahre 1863 eingebrachten Proposition ist, blieb jedoch unberücksichtigt, und wurden überhaupt seit dem Jahre 1867 zur Regulirung der in Rede stehenden Stromstrecke keine Arbeiten mehr unternommen.

Hiermit bin ich in meinen Auseinandersetzungen zum Schluss des ersten Abschnittes gelangt.

Es ist wohl selbstverständlich, dass dieselben, ihrer aphoristischen Kürze wegen, ausschließlich nur auf solche urkundlich nachweisbaren Thatsachen und Begebenheiten beschränkt werden mussten, die entweder ihrer eigenen Natur und Beschaffenheit nach, oder aber in ihrer Verbindung und Wechselwirkung mit anderen wichtigen Ereignissen, auf die dort gegenwärtig bestehenden Stromverhältnisse von ebenso großem Einflusse zu erachten sind, wie auch auf die zu veranlassenden Maßnahmen ihrer Verbesserung.

II. Die gegenwärtige Beschaffenheit der Struden-Stromschnelle.

Mit Ausnahme der seit dem Jahre 1867 eingetretenen totalen Verschotterung des Hößganges, bestehen die damals in dieser Stromstrecke geschaffenen Verhältnisse bis zur Gegenwart unverändert fort, welche nunmehr topographisch und von Gesichtspunkten der Navigation beleuchtet werden mögen.

In ersterer Beziehung erlaube ich mir zunächst auf das im Eingange meines Vortrages Gesagte, sowie auf die vorliegenden Pläne hinzuweisen.

Die zur Einsicht ausgestellten Querprofile des Donaubettes umfassen die Flußstrecke von dem Rabenstein nächst Grein längs des Strudens bis zum ehemaligen Hausstein bei St. Nicola, sie erheischten sorgfältige Sondirungen und gelangten im Jahre 1886 im Laufe des Herbstes bei niedrigem Wasserstande zur Aufnahme. Speciell hervorgehoben

zu werden verdienen noch die scharfen Gegenkurven, denen der gewaltige Strom zu folgen hat, dann seine namhafte Verengung zwischen diesen beiden Gegenkurven, und endlich als eine Folge derselben die bedeutende Strombettvertiefung an dieser Stelle. Auch muss der großen Gegenströmung noch gedacht werden, welche sich nahezu über die Hälfte der Wasserfläche hin verbreitet. Die Flusssohle ist spaltenreich, zerklüftet, und veranlassen deren Klippen oft kleine Cataracte. Dass die Pegelstände in dieser Thalenge einem rascheren und namhafteren Wechsel unterliegen, als unter normalen Stromverhältnissen, braucht wohl nicht erst bemerkt zu werden.

Für die Donau-Navigation bildet der Greiner Struden seit jeher ein Verkehrshindernis Es besteht hier, wie bekannt, ein Signaldienst in Tiefenbach, Grein und in der Ysper, um den gegenseitigen Verkehr in dieser Stromstrecke zu regeln, und die Sicherheit desselben zu erhöhen.

Die allgemeine Klage der Schifffahrer über zu geringe Wassertiefe bei niedrigen Wasserständen, ist eine anerkannte und vollberechtigte.

Am günstigsten würde sich in dieser Beziehung zwar die Fahrstraße nach der im Situationsplane (Taf. XXIII) ersichtlichen Richtung M N zwischen den Bomben- und Wildriß-Gehächel gestalten, da die geringste Wassertiefe in dieser Linie, auf das Nullwasser des Strudener-Pegels bezogen, nicht unter 4·3 *m* beträgt, wie dies auch aus den betreffenden Quer- und Längenprofilen zu ersehen ist. Allein diese Fahrrichtung kann vor der Hand deshalb nicht eingehalten werden, weil sowohl die aus dem Flussgrunde emporragenden Klippen des sogenannten Bomben- und Wildriss-Gehächels, sowie auch die von der vorspringenden Ecke des Waldwasser-Gehächels verursachten vehementen Schwälle, Wasserwechsel und Gegenströmungen, eine Fahrt in dieser Richtung unpraktikabel machen. Deshalb sind auch die Schiffe gegenwärtig gezwungen, ihren Curs längs des rechtsseitigen Ufers nach der mit A. B. beschriebenen Naufahrtslinie im sogenannten Strudenkanal zu nehmen, daselbst die gefährliche nur 20—24 *m* breite Stelle zwischen dem Bomben-Gehächel und dem Hufschlage mit aller Vorsicht zu passiren, und 150 *m* abwärts beim sogenannten Kellereck eine scharfe Curve zu durchfahren.

Aber auch in dieser von allen Schiffen benützten Fahrstraße ist die Schifffahrt durch die besprochenen seitlichen Wasserströmungen, welche ihren Ausgang im Strudenkanal finden, und heftige Wasserwechsel und Wirbel verursachen, noch im hohen Grade bedroht, sowie die Klage wegen ungenügender Wassertiefe insoferne berechtigt, als thatsächlich Wasserstände eintreten, welche schwer beladenen Fahrzeugen die erforderliche Tauchtiefe vermissen lassen.

Hinsichtlich der Praktikabilität der Fahrtrichtungen, muss ich noch erwähnen, dass es bei Wasserständen von wenigstens 1·5 *m* ober Null allerdings auch möglich ist, durch den Struden eine zweite Fahrlinie längs des linksseitigen Ufers im Waldwasser zu benützen, dass dieselbe jedoch, selbst jene günstigen Wasserstände vorausgesetzt, nur zur Gegenfahrt von Dampfschiffen gewählt zu werden pflegt.

Der total verschotterte Hössgang, ungenügend tiefes Fahrwasser in den verschiedenen Fahrrinnen, enges felsiges Strombett in scharfen Gegencurven, kataraktartige Strömung und heftige Gegenströmungen, das Alles zusammengefaßt in ein Bild, kennzeichnet also die gegenwärtige Beschaffenheit der Struden-Stromschnelle. Dass dieser Zustand der Dinge in handelspolitischer und bautechnischer Beziehung, seitens der Schifffahrtsinteressenten und Fachvereine, seitens der Tages- und wissenschaftlichen Journale im In- und Nachbarlande die Veranlassung zu verschiedenen Kundgebungen und Agitationen bot, ist leicht erklärlich; bildet der Struden doch das Haupterschwernis der oberen Donauschifffahrt, sowie jenes der fortschrittlichen Entwicklung ihres Verkehres und ist der geschilderte Zustand in seinen nachtheiligen Folgen doch ein von uns unfreiwillig übernommenes und bisher noch unberücksichtigt gebliebenes Erbe aus langverflossener Zeit!

Diese Kundgebungen gewannen besonders im Jahre 1884 und 1885 an Actualität und sind von den letzteren folgende erwähnenswert, und zwar: die wiederholten Anregungen einzelner Delegirte der legislativen Körperschaften, ferner eine an das k. k. Handelsministerium gerichtete Eingabe der I. k. k. priv. Donau-Dampfschifffahrts-Gesellschaft, womit die Umgehung des Strudens. bezw. die Eröffnung des Hössganges zur Verbesserung dieser Schifffahrtsverhältnisse in Vorschlag gebracht wird. Als hervorragend muss in dieser Richtung das Wirken des Donauvereines bezeichnet werden, dem wir ein ausgezeichnetes Gutachten von Max Eyth zu danken haben, in welchem die Erweiterung des allzu engen Fahrweges am Struden, sowie die Vertiefung dieses Fahrweges als die erste und wichtigste Aufgabe der Stromregulirung auf der oberösterreichischen Donau bezeichnet wird. Endlich ein Vortrag, welcher hier in der Plenarversammlung am 31. Jänner 1885 über die Passage in der oberen Donau und über den Donaustruden gehalten worden ist.

Gleichzeitig trat auch die Staatsverwaltung für die Verbesserung der am Donaustruden bei Grein bestehenden Schifffahrtsverhältnisse bereitwilligst und thatkräftig ein.

Um einen entsprechenden Antrag bei der Reichsvertretung zu motiviren, wurden nun eingehende Erhebungen über den gegenwärtigen Bestand und über die die Schifffahrt benachtheiligenden Verhältnisse, sowie endlich über ihre Ursachen gepflogen, die Flussstrecke wurde aufgenommen, und endlich die Art und Weise der durchzuführenden Regulirung an Ort und Stelle commissionell besprochen, um hierauf an dieses Commissionsergebnis anknüpfend, das definitive Project verfassen zu lassen.

Ich erlaube mir hier nur noch in Kürze zu bemerken, dass die Staatsbauverwaltung schon zur damaligen Zeit vollkommen klar darüber war, dass das Regulirungsproject sich blos auf die Correction des eigentlichen Strudens zu beschränken, sonach eine Eröffnung des Hößganges ganz außer Acht zu lassen habe, und vermeide jetzt auch jede Begründung dieser Anschauung, da ich im Nachfolgenden doch noch gezwungen sein werde, derselben gegenüber eingehend Stellung zu nehmen.

Ich komme nun zum dritten Theil meines Vortrages.

III. Die verschiedenen Projecte der Regulirung.

Die hohe Bedeutsamkeit der vorliegenden Aufgabe, ihr Einfluss auf so verschiedenartige und ausgedehnte Interessen-

sphären lässt es ganz natürlich und zum Theil auch berechtigt erscheinen, dass selbst der hydrotechnischen Lösung derselben nicht nur von den direct betheiligten Kreisen, sondern auch — wenn ich es so bezeichnen darf — von der Oeffentlichkeit eine rege Theilnahme entgegengebracht wurde.

Der dargelegten regen Theilnahme am Problem entsprossen nun auch die mannigfaltigsten Anträge seiner Lösung und Verwirklichung. Wie bereits erwähnt, war es Max Eyth, der über Veranlassung des Donau-Vereines die Durchführung einer Trace im eigentlichen Strudenbette und Concentration des Fahrwassers daselbst als die erste und wichtigste Aufgabe dieser Regulirung bezeichnete, während eine Eingabe der Ersten Donau-Dampfschifffahrts-Gesellschaft die Eröffnung des Hössganges zur Verbesserung dieser Schifffahrtsverhältnisse in Vorschlag brachte. Ein dritter Antrag bezweckte, alle bestehenden Klippen und Felsbänke in der ganzen Breite dieser Stromstrecke auszusprengen, während ein vierter seiner Wesenheit nach, die Herstellung einer Strudenfahrstraße von bestimmter Breite umfasste, ein fünfter erblickte die glücklichste Lösung lediglich in der Errichtung einer Schleusen-Anlage, ein anderer endlich schwärmte unbekümmert um Schwierigkeit und Kosten für eine ideale Linie durch die Wörther-Insel u. s. w.

Ich unterzog seinerzeit all' diese Anträge den sorgfältigsten Erwägungen. Hiebei musste ich vor Allem die mögliche Verwirklichung des Projectes im Auge behalten und nachdem das Bessere der Feind des Guten ist, darüber im Klaren sein, was mit Rücksicht auf das finanzielle Erfordernis zu erreichen ist. Das Resultat, welches ich hiedurch gewann, war die Ueberzeugung, dass den meisten dieser Anträge zunächst der Mangel an hinreichender Kenntnis der Localverhältnisse anhafte, und wenn ich behaupte, dass die Lösung derartiger Aufgaben, nicht nur diese Kenntnis unbedingt voraussetzt, sondern dass sie auch das reiflichste Studium der Vorbegebenheiten, die Aufnahmen und Erwägungen der bestehenden Verhältnisse erfordert, dass derartige Aufgaben keineswegs durch den flüchtigen Augenschein, sondern vielmehr nur durch specielle Ausarbeitung technischer Details und selbst von dem erfahrensten Ingenieur nur mit dem Griffel in der Hand gelöst werden können, so bin ich, meine Herren, Ihrer ungetheilten Zustimmung sicher.

Nunmehr auf das Programm des Regulirungs-Entwurfes übergehend, so gipfelt dasselbe in dem Grundsatz, dass eine rationelle Correction der in Rede stehenden Stromstrecke nicht nur die Herstellung einer Fahrstraße mit angemessener Richtung, Breite und Fahrwassertiefe, sondern auch die Behebung der bestehenden sehr lebhaften Wasserströmungen und Geschwindigkeiten, sowie die Aufrechthaltung des Schiffsverkehres daselbst bei den niedrigsten Wasserständen zu umfassen habe.

Von diesen Gesichtspunkten ausgehend, wurde nun von der Staats-Bauverwaltung ein Project ausgearbeitet, welches die Ausführung folgender Maßnahmen vorschlug und zwar:

1. Absprengung aller bestehenden Klippen und Felsbänke in der ganzen Strombreite auf 3 *m* unter dem Nullwasser;

2. Vorrückung des Treppelweges zwischen den mit 5 und 8 bezeichneten Querprofilen, und Abrundung der vorspringenden Kellerecke zwischen den Profilen 20 und 21 zur Regulirung des rechtsseitigen Uferalignements, und endlich,

3. Herstellung eines 425 *m* langen Leitwerkes mit einem sich anschliessenden Uferschutz am linken Ufer oberhalb der Einmündung des Giessenbaches zum Abbaue der dort vorhandenen Uferbucht und zur Erzielung einer regelmäßigen Einströmung des Wassers in das ausgesprengte Strudenbett.

Die Kosten einer nach obigen Gesichtspunkten durchzuführenden Regulirung waren mit rund . . . . 742.000 fl.
beziffert worden, wovon auf die Sprengungsarbeiten rund . . . . 539.000 fl.
auf die Aushebung und Versicherung des ausgesprengten Gesteines zur Bildung des Leitdammes am linken Ufer rund . . . . . . 138.000 fl.
und endlich den Restbetrag von rund . . . . 65.000 fl.
für die Bauleitung, Bauaufsicht und unvorhergesehene Ereignisse zu entfallen gehabt hätten.

Wenn nun auch dem Projecte die Absicht zu Grunde gelegen hat, durch diese Art der Regulirung dem Schiffsverkehre die vorhandene ganze Flussbreite und den Dampf- und Kettenschiffen die Gelegenheit zu bieten, die Bergfahrt in der Richtung der im Waldwasser gelegenen größten Curve zurücklegen zu können, und wenn endlich auch die beantragte Aussprengungstiefe von 3 *m* damit motivirt wurde, dass mit der projectirten Felsensprengung und Gesteins-Ausräumung eine wenigstens dem Volumen der gesprengten Felsmasse entsprechende Senkung des Wasserspiegels eintreten werde, sowie dass bei der unregelmässigen Gestaltung der Flusssohle nur ein möglichst tiefes Fahrwasser die beabsichtigte Ausgleichung des Wasserspiegels und die damit zusammenhängende ruhige und leichte Steuerung der Schiffe erwarten lasse, so glaubte ich doch schon gelegentlich der im Februar 1887 an Ort und Stelle vorgenommenen Projectsrevision die Nothwendigkeit der Anfertigung eines Alternativ-Projectes betonen zu sollen, welches lediglich nur im Auge behält, die gegenwärtige Stromrinne längs des rechtsseitigen Ufers im Strudenkanal auf das Maß von 80 *m* zu erbreitern.

Dieses Alternativ-Project wurde nun auch verfasst. Dasselbe umfasste die Absprengung des Bomben- und Wildriss-Gehaechels bis auf 3 *m* unter dem Nullwasser-Niveau, die Herstellung des vorerwähnten Leitwerkes am linksseitigen Ufer und endlich die Regulirung des rechtsseitigen Ufers, sonach die Absprengung aller an demselben gelegenen Felsenriffe und des Kellereckes. Das Waldwasser-Gehaechel mit Ausnahme einzelner am rechtsseitigen Rande gelegener Klippenpartien sollte hingegen in seinem dermaligen Bestande verbleiben.

Die Ausführung dieses abgeänderten Projectes war mit rund . . . . 384.000 fl.
veranschlagt, wovon die Felsensprengungen ober dem Wasser, sammt Verführung und Deponirung des Materiales den Betrag von rund . . . 28.000 fl.

die Felsensprengungen unter dem Wasser, sammt Ausräumung und Versicherung des Gesteines den Betrag von rund	305.000 fl.
die ergänzende Beschaffung des nöthigen Steinbedarfes für das linksseitige Leitwerk rund .	27.000 fl.
und die übrigen Herstellungskosten mit Inbegriff der Bauleitung und den unvorhergesehenen Auslagen den Restbetrag von . .	24.000 fl.

erreichen sollten.

Es lagen sonach im Jahre 1887 zwei vollständig ausgearbeitete Projecte für die Regulirung des Donaustrudens vor, denen übrigens auch in den vorliegenden Plänen entsprechende Darstellung gegeben erscheint.

Indem ich nun auf den vierten Theil meines Vortrages auf

IV. Die Wahl des Ausführungs-Projectes und deren Begründung

übergehe, sei es mir gestattet, bevor ich die verschiedenen übrigen Anträge bespreche, zunächst nur noch beide vorerwähnten Projecte näher erörtern und deren Vor- und Nachtheile untereinander vergleichen zu dürfen.

Zunächst ist es nun der große Unterschied des Bauanfwandes, der dem prüfenden Auge sofort entgegentritt. Während die Herstellung einer Strudenfahrstraße von beschränkter Breite das Erforderuis von 384.000 fl. erheischt, beläuft sich die ausgewiesene Kostensumme des Projectes, das die Aussprengung der Stromschnelle in ihrer ganzen Breite proponirt, auf 742.000 fl., also nahezu auf den doppelten Betrag.

Allerdings wäre eine klippenfreie Schifffahrtsstraße mit genügend tiefem Fahrwasser, ausgeglichenem Wasserspiegel, behobenen Gegenströmungen, welche die ganze Strombreite am Struden umfassen würde, von unverkennbarem Vortheil.

Nun sind es aber nicht so sehr finanzielle, als vielmehr technische Bedenken, welche sich der Ausführung eines derartigen Projectes entgegenstellen und zugleich durch die geschichtlichen Angaben über diese Regulirungsangelegenheit ihre Begründung finden.

Wie bereits bemerkt, hat die in den Jahren 1855 bis 1866 mit dem Aufwande von über 200.000 fl. angestrebte Vertiefung des Waldwassers nicht zum Ziele geführt, sondern die Nothwendigkeit ergeben, neuerliche Sprengungen im Strudenkanale schon im hierauf folgenden Jahre vorzunehmen und unter Verzichtleistung auf die angestrebte Trace den seit Jahrhunderten in diesem Kanale bestehenden Schiffsweg zu verbessern. Wenn es aber damals Mangels der nöthigen Wassermenge nicht gelungen war, zwei entsprechend tiefe Fahrstraßen herzustellen, wovon die eine 30 *m* und die andere 37 *m* breit war, beide zusammen also 67 *m* Breite zu umfassen hätten, um wie viel weniger dürfte es erreichbar sein, in dieser Stromstrecke jetzt einen Schiffsweg zu eröffnen, welcher an einzelnen Stellen bis zu 140 *m*, im Minimum aber 100 *m* breit sein und die Beseitigung sämmtlicher den Wasserabfluss dermalen verzögernden Hindernisse erfordern würde.

Die ungenügende Fahrwassertiefe im Struden ist bekannt; Stromschnellen mit mangelnder Fahrwassertiefe durch die Vertiefung des Flussbettes schiffbar zu machen, bedingt aber wegen der damit zusammenhängenden Wasserspiegelsenkung naturgemäß die Concentration der vorhandenen Wassermenge und wird in solchen Fällen jede Fahrbetterweiterung von einer den Endzweck benachtheiligenden Wirkung sein, ja eventuell sogar die Gefahr nicht ausschliessen, hiedurch den Schiffsweg, anstatt ihn zu verbessern, geradezu unpraktikabel zu machen.

Der bestätigende Fingerzeig, welchen in dieser Richtung die Vorgeschichte der Greiner Struden-Correctionsarbeiten gibt, lässt deutlich genug erkennen, dass die letzteren dort, wo sie unter strenger Einhaltung des vorstehenden Grundsatzes — wenn auch mit dem Aufwande geringer Mittel — unternommen worden sind, immer zu dem gewünschten Resultate führten. Wo es sich also, wie dies thatsächlich im Struden der Fall ist, um die Vertiefung der Wasserstrasse als erste Vorbedingung einer möglichen Schifffahrt handelt, muss jede Wasserzersplitterung thunlichst hintangehalten und die Fahrbettbreite auf das nothwendigste Maß, unter sorgfältiger Vermeidung alles Ueberflüssigen umsomehr beschränkt werden, als hier zugleich die Verbesserung der Fahrtrichtung eine theilweise Abräumung des Kellereckes unter allen Umständen erfordern und dadurch eine weitere Vermehrung der Wasserspiegelsenkung, sowie eine Verkürzung der Stromschnelle im Gefolge haben wird.

Aus diesen Erwägungen musste daher das Project der die ganze Strombreite umfassenden Ausräumung des Strudens fallen gelassen und sich jener Alternative zugewendet werden, welches eine Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse durch Regulirung des eigentlichen Strudenkanales anstrebt.

Die mit diesem Projecte vorgeschlagene Kanalvertiefung wird beim Niederwasser, also zur Zeit, wenn sie am nothwendigsten ist, zusammenfassend auf die Wassermenge wirken, und ist auch der mit 3 *m* unter Null beantragten Aussprengungstiefe deshalb beizupflichten, weil diese Aussprengung selbst bei einer nicht unbedeutenden Senkung des Wasserspiegels und theilweisen Ausgleichung der durch die unregelmässige Gestaltung der Flussohle bedingten unregelmässigen Strömung eine ausreichende Fahrwassertiefe erwarten lässt. Endlich kann auch der in diesem Projecte beantragten Wegräumung des gegenwärtig die Schifffahrt am meisten bedrohenden Bomben- und Wildriss-Gehäches, wie auch der Correction der rechtsseitigen Uferlinie in Verbindung mit der Absprengung aller an diesem Ufer liegenden und vorspringenden Felsriffe und namentlich der Kellerecke nur zugestimmt werden.

Wenn schon aus diesen Beweggründen die zustimmende Haltung der Staatsverwaltung zu dem in Rede stehenden Projecte vollkommen gerechtfertigt erscheinen dürfte, so enthält dasselbe doch noch einen weiteren unschätzbaren Vortheil, nämlich den der Gewährleistung des sicheren Erfolges. Dieser Vortheil ist um so höher in Anbetracht des Umstandes zu veranschlagen, als die bestehende ganz unregelmäßige Beschaffenheit des Flussbettes eine selbst nur angenäherte Berechnung der durch diese Regulirung zu

erwartenden Wasserspiegelsenkung, der Geschwindigkeit und des Gefälles ausschliesst.

Selbstverständlich setzt die Verwertung dieses Vortheiles die unausgesetzte Beobachtung und Verzeichnung der durch dieselben hervorgerufenen hydrotechnischen Verhältnisse voraus, da die hiebei gewonnenen Resultate nicht nur von maßgebenden Einfluss auf die Ausdehnung dieser Arbeiten, sondern auch als sichere Grundlage zu erachten sind, um die Wirkungen der einzuleitenden Maßnahmen vorher bestimmen, und dadurch die aufzuwendenden Baukosten nutzbringend und erfolgreich verwenden zu können.

Dieser Rücksicht ist es nun auch zuzuschreiben, dass weder die Nothwendigkeit der mit diesem Projecte in Aussicht genommenen Ausräumung des rechtsseitigen Randes des Waldwassergesteines, noch die beantragte Herstellung eines linksseitigen, oberhalb der Einmündung des Giessenbaches anzulegenden Leitwerkes schon im gegenwärtigen Momente als hinlänglich erwiesen, sondern vielmehr als empfehlenswert erkannt wurde, die Entscheidung über die Ausführung dieser Arbeiten jenem Zeitpunkte vorzubehalten, in welchem die Wirkung der im Strudenkanal vorzunehmenden Sprengungsarbeiten bekannt sein und also genügendes Beobachtungsmateriale vorliegen wird, um die Regulirung im Ganzen begrenzen und ein eventuell herzustellendes Leitwerk am linken Ufer mit aus der Erfahrung entnommener Sicherheit anlegen zu können.

Der Einwurf, dass durch diese Verschiebung der Leitwerksherstellung bedeutende aus den Sprengungsarbeiten gewonnene Steinmassen nicht gleichzeitig mit ihrer Gewinnung auch wieder zur Verwendung gelangen können und eine geeignete Ablagerung, bezw. eine Doppelbewegung dieser Materialien vorhergehen müsse, um sie im Bedarfsfalle bei dem eventuell erforderlichen Concentrirungsbau dieser Stromstrecke oder auch für andere Regulirungsbauten an der Donau der Verwendung zuzuführen, dieser Einwurf vermochte selbstverständlich die entwickelte Motivirung nicht zu erschüttern, weil auch der Preis des neu zuzuführenden Materiales nicht höher ist, als der aus der Sprengung gewonnenen. Bei dieser Gelegenheit wurde auch die Frage ventilirt, ob diese Materialien nicht zur Ausfüllung der bedeutenden, stellenweise sogar über 10 *m* reichenden Flusstiefen dieser Stromstrecke verwendet werden sollten und die Ausführung einer derartigen Maßnahme wegen der dort vorkommenden heftigen Strömung zwar bezweifelt, doch des Versuches wert erachtet.

Einen anderen Einwurf, der aber das Project in seiner Gesammtheit betrifft, kann ich doch mit Stillschweigen hier nicht übergehen. Es ist nämlich der, dass dieses Project die Regulirungsangelegenheit mit einer gewissen vorgefassten Meinung in jenen Geleisen weiter zu führen beabsichtigen soll, die diesfalls von jeher eingehalten wurden, bezw. dass dasselbe auf ererbten Vorurtheilen fussend, bessere Lösungen verwerfe. Dieser Vorwurf wurde ohne Beweisgrund und ohne Folgerung hingestellt und mir obliegt demnach nichts anderes, als denselben ebenso einfach, aber entschieden zurückzuweisen.

Uebrigens kenne ich keinen Lebensberuf, welcher weniger von vorgefassten Meinungen und ererbten Vorurtheilen befangen wäre, als den des Ingenieurs. — Wissen und Können charakterisirt sein ganzes Streben: ja noch mehr, er muss in jeder Lage seiner Thätigkeit wissen, was man kann, und können, was man weiß, wobei das Erstere jede Meinung und jedes Vorurtheil, das Letztere jedes innere und äussere Hindernis des Vollführens ausschliesst. Indem ich Sie, meine Herren, nochmals versichere, dass ich den Wahlspruch: Wissen und Können hochhalte, brauche ich Sie wohl nicht erst zu versichern, dass er allein die Grundlage dieses Projectes bildet, das von dem besten Erfolge begleitet sein möge.

Beginnend mit jenen Arbeiten, welche die Verbesserung der Schifffahrt am Struden zunächst am dringendsten bedarf, soll diese Regulirung, gestützt auf die anzustellenden Beobachtungen, Messungen und Berechnungen, allmälig fortschreitend an Ausdehnung gewinnen.

Misserfolgen bezüglich der eingeleiteten Maßnahmen erscheint im Vorhinein vorgebeugt und ist die allgemeine Zustimmung aller betheiligten Interessenten umsomehr zu erwarten, als auch der Bauvorgang stets den dringendsten Bedürfnissen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse Rechnung zu tragen und die Behebungsmittel, sowie ihre Folgen leicht zu übersehen vermag.

Ich komme nun zur Besprechung der übrigen Anträge und muss zu diesem Theile meines Vortrages einleitend bemerken, dass es wünschenswert erschien, die Wünsche und Ansichten der an der beabsichtigten Stromregulirung zumeist betheiligten Schifffahrts-Interessenten noch vor endgiltiger Entscheidung dieser Angelegenheit kennen zu lernen. Es wurde zu dem Zweck für den 20. und 21. Februar 1888 eine Enquête nach Linz einberufen, und dort den Theilnehmern an derselben freigestellt, ihre Wünsche und Ansichten, sowohl in Bezug auf die Ausdehnung der Regulirung, wie auch auf den einzuschlagenden Bauvorgang und auf die Bauzeit kundzugeben. Diesem Rufe folgend, kam es an den bezeichnenden Tagen zu Berathungen, an welchen nebst meiner Wenigkeit, Delegirte der D.-R.-Commission, der betreffenden Landesbehörden, die Schifffahrtsinteressenten und einige von den Letzteren berufenen Experten theilnahmen.

Obschon unmittelbar nach dem Zusammentritt dieser Commission das Regulirungsproject den anwesenden Delegirten erklärt, und zugleich dargelegt worden war, welche Motive der Verfassung desselben als Grundlage dienten, so kennzeichneten die Schifffahrtsinteressenten, welche der Zahl nach in der Versammlung die Majorität bildeten, doch dem gegenüber ihren Standpunkt sogleich dahin, dass sie die Behebung der Strudenhindernisse doch nur im Zusammenhang mit jenen großartigen Donau-Regulirungsarbeiten betrachten können, welche nunmehr seit fast zwei Jahrzehnten im Zuge sind, und in Bälde zum Abschluss gelangen werden, welche den bedeutenden Aufwand von 50 Millionen Gulden beanspruchen, und die gesammten Schifffahrtsverhältnisse theils schon verbessert haben, oder in nächster Zukunft wesentlich umgestalten werden.

Es müsse demnach die ganze Strompartie des Struden auch auf jenen Grad der Schiffbarkeit gebracht werden, und genügendes Fahrwasser vorhanden sein, um das flotte

Durchgehen großer Tauereizüge in beiden Richtungen zu ermöglichen und den Bau groß dimensionirter tragfähiger Fahrzeuge, Dampfer und Schlepper zu begünstigen; selbstverständlich müsse die Strudensperre entfallen, und das nahe Zusammenfallen so ausgesprochener Contracurven unbedingt beseitigt werden.

Nachdem durch die Beibehaltung der gegenwärtigen Schifffahrtslinie eine gute und befriedigende Lösung des vorliegenden Problems aber nicht zu erhoffen sei, müsse dahin getrachtet werden, die Schifffahrt künftighin in den Hössgang zu verlegen.

Diese Traceverlegung sei seit jeher von den Schifffahrtsinteressenten angestrebt worden, weil eben nur dadurch die scharfen Gegencurven zu beseitigen, die bestehende Strudensperre, wenn nicht ganz aufgehoben, so doch durch eine einfache Wahrschau zu ersetzen, die Entwicklung des Schiffsbaues zu fördern, die Kettenschifffahrt zu ermöglichen und endlich durch die so erzielten Erleichterungen des Verkehres dann endlich auch die Möglichkeit geboten sein würde, jene Transportpreise zu bieten, welche von der öffentlichen Meinung in so berechtigter Weise angestrebt werden.

Die technische Schwierigkeit der Eröffnung des Hössganges wurde zwar als eine bedeutende bezeichnet, andererseits aber der Meinung Ausdruck verliehen, dass der hierdurch zu erzielende Erfolg doch damit im günstigen Verhältnisse stehen würde. Der Zustand des Flussbettes im Hössgang sei für einen großen Theil seiner Länge fast unzweifelhaft als ein guter anzunehmen, die gegenwärtig im Hössgange abgelagerten Schottermassen würden ohne Gefahr und nennenswerte Beseitigung, sei es nun durch die Kraft des Wassers, oder auf künstliche Weise unterhalb des Strudens in dem Gebirgsdefilé oder sonst wo, vielleicht geradezu zum Vortheil für die Schifffahrt zu deponiren sein.

Mit der Hössgangs-Eröffnung stünde allerdings auch der Abbau des Strudens im Zusammenhange, doch würde sich auch das ohne bedeutende Störung der Schifffahrt durchführen lassen u. s. w.

Geradeso wie Ihnen, meine Herren, seinerzeit von dieser Stelle aus zugerufen wurde: Hössgangs-Eröffnung die beste Lösung! Frisch zur That, fort mit angeerbten Verurtheilen, gerade so wurde auch in Linz gesprochen.

Das Gesammt-Ergebnis der Enquête läßt sich kurz wie folgt zusammenfassen u. z.:

1. In dem von den Schifffahrtsinteressenten und ihren Experten vorgebrachten Wunsch, die Grundbettsverhältnisse des Hössganges einer eingehenden Untersuchung zu unterziehen, und die hiebei erzielten Resultate zur Aufstellung eines Projectes zu verwerten, welches unter gleichzeitiger Absperrung des dermalen im Struden bestehenden Schifffahrtsweges die Eröffnung des genannten Flussarmes für Schifffahrtszwecke zum Ziele zu nehmen hätte; dann

2. In der Thatsache, dass das Regulirungsproject, welches im Struden eine 80*m* weite Fahrrinne herzustellen, und die Abrundung des sogenannten Kollereckes zu bewerkstelligen bezweckt, unter der Voraussetzung der Undurchführbarkeit der Hössgang-Eröffnung, keine Gegner gefunden hat, indem weder einer der Schifffahrtsinteressenten, einschl. der von ihnen berufenen Experten, noch einer der übrigen Delegirten dieser Enquête irgend ein Argument gegen die vorgeschlagene Art der Regulirung anführte.

Allerdings gaben die Schifffahrtsinteressenten ihr Urtheil über das letztere Project nur in Folge eindringlicher Aufforderung des Regierungsvertreters bekannt, indem sie vorerst erklärt hatten, hierauf nicht vorbereitet zu sein, ein Umstand, der zur Vermuthung berechtigte, dass von den Gegnern des Projectes überhaupt nur die Hössgangs-Eröffnung ohne Rücksicht auf das Regierungsproject anzuregen, somit von ihnen gar nicht die Bekanntgabe des diesbezüglichen Gutachtens beabsichtigt war.

Durch diesen von den Gegnern in der Enquête eingenommenen Standpunkt wurde sonach der Zweck der letzteren, die Wünsche der Schifffahrtsinteressenten über das Project der Strudentrace in nautischer Beziehung zu erfahren, umsomehr vereitelt, als der Einberufung dieser Enquête doch nichts ferner als die Absicht liegen konnte, das Regulirungsproject von den Schifffahrtsinteressenten in rein hydrotechnischer Richtung, oder wohl gar hinsichtlich der Wahl der Trace, überprüfen zu lassen.

Die Sonderinteressen von Privatunternehmungen sind eben selten oder wohl gar nicht geeignet, große, im öffentlichen oder Staatswohl gelegenen Ausführungen maßgebend zu beinflussen. Auch geht es durchaus nicht an, die Strudenregulirung vom rein technischen Standpunkte etwa mit einzelnen von Schifffahrts-Unternehmungen übernommenen Privatverpflichtungen, sowie mit jener der Kettenlegung oder mit irgend einer Tarifpolitik verquicken zu wollen.

Es ist unbestreitbar, dass für die Regulirung einzelner Stromstrecken nebst den von der Natur gebotenen und hiebei zu überwindenden Schwierigkeiten, die verwaltenden Bedürfnisse, im Vergleich zu den finanziellen Erwägungen und die Verhältnisse des Stromgebietes im Allgemeinen, nicht aber territoriale Eintheilungen oder Ländergrenzen maßgebend sind. Nachdem man aber die Katarakte der unteren Donau lediglich aus ökonomischen Rücksichten für die Passirbarkeit nur eines Schiffszuges zu reguliren beabsichtigt und das flotte Durchgehen großer Schiffszüge in beiden Richtungen sogar zunächst der Strommündung, woselbst doch die größte Verkehrsdichte vorauszusetzen ist nicht ermöglicht werden wird, so mangelt der geäusserten Ansicht, dass die Strompartie des Strudens auf jenen Grad der Schiffbarkeit gebracht werden müsse, wie ihn der übrige Stromlauf im Bereiche der österreichischen Donau nach fertiggestellter Regulirung besitzen wird, in ihrer Begründung, die Schifffahrt deshalb künftighin in den Hössgang zu verlegen, schon von vorneherein jede innere Berechtigung. Der Struden bildet eben den Kataract der oberen Donau, und dass gerade an dieser Stelle, welche seit Jahrhunderten kaum schiffbar gewesen war, gegenwärtig die Kreuzung großer Schiffszüge ein unabwendbares Bedürfgeworden sein soll, dürfte zu bezweifeln und die entgegengesetzte Anschauung berechtigt sein, dass, um derart günstige Verhältnisse möglicherweise dort zu schaffen, doch zunächst der erforderliche Bauaufwand mit dem dadurch eventuell erzielbaren Erfolg in Vergleich zu ziehen kommt.

Diese vorgeschlagene Schifffahrtsverlegung würde zunächst eine Untersuchung der Untergrundsverhältnisse des Hössganges erfordern, welche, insoferne ihr irgend ein Wert für die Projectsverfassung und die Kostenermittlung zukommen soll, eine sehr eingehende sein müsste. Bohrungen könnten hierbei nicht zur Anwendung kommen, weil mit Bohrwerkzeugen sich nur schwer unterscheiden und höchst unsicher konstatiren liesse, ob unter der Oberfläche des Terrains die Anbohrung gewachsenen Felsens oder größerer Geschiebestücke stattgefunden habe. Das Eintreiben von Röhren würde mit Rücksicht auf die Ungleichmäßigkeit des zu durchfahrenden Bodens, sowie in Erwägung der gegen die Vornahme von Bohrungen angeführten Gründe gleichfalls bedeutenden Schwierigkeiten unterliegen. Es bliebe daher nichts anderes übrig, als Schächte zu diesem Zwecke bergmännisch abzuteufen, oder eiserne entsprechend weite Rohre in einer bei der sogenannten Brunnen- oder Caisson-Fundirung üblichen Weise zu versenken. Die beiden letzteren Sondirungs-Methoden, welche die Möglichkeit des Gelingens für sich haben, erheischen jedoch einen sehr grossen Kostenaufwand, welcher weniger durch die Unregelmäßigkeit des zu durchfahrenden Bodens, als vielmehr durch den weiteren Umstand bedingt erscheint, dass diese Arbeiten unter stetigem und bedeutendem Wasserandrange und in großer Ausdehnung bewerkstelligt werden müssten.

Die Abteufungsschächte hätten einen Querschnitt von etwa 2—3m^2 und eine durchschnittliche Tiefe von 6—10*m* zu erhalten. Nachdem die Länge des Hössganges rund 800 *m*, seine Breite rund 150 *m*, somit die mittelst Querprofilen zu untersuchende Fläche 120.000 m^2 beträgt, so würde die Untersuchung der Untergrundverhältnisse, vorausgesetzt, dass auf rund 800 m^2 Oberfläche nur e i n e Sondirungsstelle entfiele und eine Abteufung incl. der Zimmerung, Wasserschöpfung, eventuellen Sprengung etc., oder eine Rohrversenkung in Summa rund 400 fl. kostete, einen Betrag von zum Mindesten 60.000 fl. oder ungefähr schon den fünften Theil des projectsgemäß für die Strudenregulirung präliminirten Anfwandes erfordern.

Hiebei ist aber nicht ausser Acht zu lassen, dass es mit diesen Erhebungen, sie mögen nun wie immer ausgefallen sein, voraussichtlich noch keineswegs sein Bewenden gehabt hätte. Einerseits würden sie in der That zu aphoristisch gewesen sein, um ein vollständiges Project darauf basiren und die bezüglichen Baukosten mit Sicherheit daraus ermitteln zu können, andererseits aber würden dieselben, wenn ihr Resultat ein der Benützung des Hössganges minder günstiges gewesen wäre, unter den obwaltenden Verhältnissen als ungenügend bezeichnet und würde neuerdings das Verlangen nach deren Vervollständigung und weiteren Ausdehnung gestellt worden sein.

Ob also der Untergrund als günstig oder, wie dies durch den Augenschein, der geologischen Terrainbildung, durch Gedenkzeugen und vorgefundene Aufnahmen nahegelegt ist, als Klippen- und Felsen reich würde erhoben worden sein oder nicht, das war für die Sachlage schon deshalb g a n z g l e i c h g i l t i g, weil die Ausführbarkeit der Hössgangs-Variante vom technischen Standpunkte doch überhaupt zugestanden werden muss und dieses Zugeständnis schon allein den Gegnern des Regierungs-Projectes genügt hätte, die Durchführung ihres Antrages zu verlangen, obwohl der Ausführbarkeit allein nicht die geringste Beweiskraft für die Zweckmäßigkeit der zu wählenden Trace beizumessen, vielmehr die Art der Regulirung stets als von der Natur des Stromes abhängig zu erachten ist.

Aus einer oberflächlichen Vergleichung der vorliegenden Aufnahmen des Hössganges vom Jahre 1836 und 1837 mit jenen des Jahres 1887 und 1890 ergibt sich die wesentliche Zunahme seiner Verlandung, welche zugleich Zeugnis der ihm innewohnenden Tendenz zur Verschotterung gibt. Diese Tendenz steht mit der Situation des in Rede stehenden Stromarmes im Zusammenhange und ist hauptsächlich auf die Lage des Rabensteines zurückzuführen, welcher gleichsam als Buhne vorgebaut, die Wirkung einer solchen ausübt, daher den Stromstrich in den Struden einführt und die Verlandung des Hössganges verursacht.

Die Verwendung des Hössganges zu Schifffahrtszwecken bedingt demnach zunächst demselben die Tendenz der Verschotterung durch entsprechende Beseitigung des Rabensteines zu benehmen und die gewaltsame Wassereinleitung in den Hössgang durch die vollständige Verbauung des Strudens mittelst eines Abschlusswerkes von imposanten Dimensionen zu erzwingen, welches den dort beträchtliche Tiefen aufweisenden Donaustrom in nahezu senkrechter Richtung und in seiner ganzen Breite zu durchschneiden und aus Sicherheitsrücksichten für die Schifffahrt auch sein Hochwasser-Niveau zu überragen hätte.

Trotzdem könnte aber die Ausräumung des verschotterten Hössganges nicht etwa der natürlichen Kraft des Wassers überlassen werden, weil ganz abgesehen von den unberechenbaren Nachtheilen einer ziellosen Abschwemmung des so bedeutenden, annähernd mit rund 70.000 m^3 berechneten Anschotterungs-Materiales, nicht nur die Schifffahrt eine Unterbrechung auf lange Zeit, sondern auch die an und für sich sehr schwierige Herstellung des vorerwähnten Abschlusswerkes unabsehbaren, durch eventuelle Hindernisse in der Hössgangsvertiefung und durch den Aufstau eintretender Hochwässer hervorgerufenen Gefahren und sonstigen Zufälligkeiten ausgesetzt werden würde und endlich der Erfolg eines derartigen Unternehmens, trotz vorausgegangenen Aufwandes einer so hohen Geldsumme doch immer ein zweifelhafter wäre.

Die künstliche Aushebung des Hössgang-Profiles, welche nur während einer mehrjährigen Ausführungszeit veranlasst werden könnte, würde dagegen der Inangriffnahme des Abschlusswerkes voranzugehen haben und zur Sicherung des bezüglichen Arbeitsfeldes gegen Ueberfluthungen und damit in Verbindung stehende neuerliche Verschotterungen, die interimistische Absperrung des Flussarmes mittelst eines gleichfalls die Hochwässer überragenden Werkes erfordern.

Wird nun die Aushebung des schweren Schottermateriales, seine Gewinnung aus nicht unbedeutenden Tiefen, verbunden mit Sprengungen im großen Maßstabe, dann die riesige Massenbewegung in Ermanglung geeigneter Deponirungsplätze, ferner die Schwierigkeit der Herstellung eines wasserdichten Abschlusswerkes von so

bedeutenden Dimensionen, die Veranlassung interimistischer Vorkehrungen und der mögliche Eintritt von Zufälligkeiten in Erwägung gezogen, welch' letztere nicht nur ganz unvorhergesehene financielle Erfordernisse, sondern auch die Verzögerung der Fertigstellung überhaupt und sogar den Verlust an Aufwand und Arbeit für die in Herstellung begriffene oder zum Theil hergestellte Correction herbeizuführen geeignet sind, so kann nur den von den Experten gelegenheitlich der Enquête gemachten Aussprüchen, dass sich die durch die Hössgangs-Variante dargebotenen Bauschwierigkeiten blos mit aussergewöhnlichen Mitteln werden überwinden lassen, und dass hiebei aus dem unglücklichen Zusammentreffen misslicher Umstände leicht eine fatale Lage für die Baudurchführung resultiren könne, rückhaltslos beigepflichtet werden. Auch darf nicht übersehen werden, dass durch eine Beschädigung des Abschlussdammes nicht nur dieser seiner Zerstörung und der ausgehobene Hössgang dann wieder seiner Verschotterung preisgegeben, sondern auch das ganze Regulirungswerk in Frage gestellt sein würde.

Zunächst würden also die Baukosten für die Hössgangstrace auch bei glücklicher Lösung der diesfälligen Frage, jene der projectirten Strudenstrasse voraussichtlich nahezu um das Acht- bis Zehnfache übersteigen.

Ferner wäre der beabsichtigte Erfolg bei der ersteren ein zweifelhafter und erst mit der gänzlichen Bauvollendung zu gewärtigender, während derselbe sich bei der letzteren als absolut gesichert und jeder einzelnen Aufwendung unmittelbar folgend annehmen läßt. In dem einen Falle würde, wie vorerwähnt, der allfällige Verlust des verausgabten Aufwandes in's Auge zu fassen, im anderen hingegen sogar mit jedem Theile der erfolgten Aufwendung die sofortige Erreichung des damit beabsichtigten Zweckes zu erzielen sein. Endlich würde die Hössgangseröffnung eine möglichst beschleunigte und ununterbrochene Bauausführung erfordern, der Bau im Struden es hingegen gestatten, beliebig unterbrochen, und ohne Verursachung größeren Schadens in späteren Zeiten fortgesetzt zu werden.

Diese schwerwiegenden Momente ließen es daher nach reiflicher Prüfung und Erwägung der Vorlagen als entschieden unrathsam erscheinen, auch nur den geringsten Aufwand dem Zwecke der Hössgangseröffnung zuzuwenden.

Der Umstand, dass den dargelegten Bedenken in der Enquête eine geringere Bedeutung beigemessen, und die Schwierigkeiten der Eröffnung dieses Stromarmes immer noch proportional dem zu erreichenden Erfolge anzusehen befunden wurde, läßt deutlich erkennen, dass den Schifffahrtsinteressenten sowohl die finanzielle Seite ihres Antrages, sowie auch die Verantwortung über dessen Gelingen ganz gleichgiltig gewesen war. Nachdem denselben immerhin in nautischer, weniger aber in bautechnischer Beziehung ein competentes Urtheil zukommt, müssen nunmehr auch die Vortheile, welche der eröffnete Hössgang dem Schiffsverkehr voraussichtlich bieten würde, in Ueberlegung gezogen, und soll diesfalls vorerst die Frage beantwortet werden, welche muthmaßliche Breite diesem Schifffahrtswege gegeben werden könnte, um bei den **niedrigsten** Wasserständen dem Verkehre tiefgehender Fahrzeuge eine entsprechende Fahrwassertiefe darzubieten.

Diese Breite resultirt aus der nachfolgenden, angenäherten Berechnung mit 115 *m*, zum Behufe welcher Berechnung die den kleinsten Wasserständen entsprechende Abflussmenge mit 600 m^3, die Länge des Hössganges mit 950 *m*, sein Gefälle mit 1·2 *m*, und endlich die Fahrwassertiefe, analog jener im Strudenregulirungsprojecte, mit 3 *m* unter dem Nullpunkt des Greiner-Pegels angenommen wurde.



$$Q = F v = b\,t\,v = b\,t\,c \sqrt{R \frac{h}{l}}$$

Mit $R = t$ wird $Q = b\,t\,c \sqrt{t \frac{h}{l}}$

Q = Wassermenge, F = benetzte Fläche, v = Geschwindigkeit, b = Profilbreite, t = Wassertiefe, R = hydraulischer Radius $= \frac{F}{Umfg.}$, h = Gefälle, l = Länge.

Nach Ganguillet und Kutter ist

$$c = \frac{23 + 33{\cdot}3 + \frac{0{\cdot}00155}{0{\cdot}001}}{1 + \left(23 + \frac{0{\cdot}00155}{0{\cdot}001}\right) \frac{0{\cdot}03}{\sqrt{2{\cdot}5}}} = \frac{57{\cdot}88}{1{\cdot}17} = 37 \text{ daher}$$

$$600 = b \,.\, 2{\cdot}5 \,.\, 37 \sqrt{2{\cdot}5 \,.\, \frac{1{\cdot}2}{950}}$$

$$b = \frac{600}{5{\cdot}2} = 115\,m$$

Es bedarf wohl keiner Rechtfertigung, dass bei dieser Berechnung nicht die denkbar günstigsten Grundbettverhältnisse vorausgesetzt wurden, nachdem solche weder von den Experten der Donau-Dampfschifffahrts-Gesellschaft, noch von den Schifffahrtsinteressenten behauptet worden sind; aber selbst wenn das Flussbett dieses Donauarmes in geringerem Maße unregelmäßig, zackig und zerklüftet sein sollte, als jenes in Struden, so ergibt sich doch noch aus vorstehender Berechnung, dass die im Hössgange zu erzielende Fahrwegbreite, diejenige welche im Struden erreichbar ist, überhaupt nur wenig übertreffen könne, und demnach auch die Möglichkeit der Kreuzung großer Schiffszüge im regulirten Hössgange, sowie die Entbehrlichkeit einer sogenannten Sperre immer noch höchst problematisch bleibt.

Nachdem die Curve beim Rabenstein ungefähr jener beim Kellereck entspricht, und die zur Expertise einberufenen Fachautoritäten für die Befahrung des Hössganges die Aufstellung einer sogenannten „Wahrwache" als nothwendig erklärten, so würde künftighin der gegenwärtig so sehr beklagten Strudensperre, die Hössgangssperre in der Gestalt einer „Wahrwache" oder einer „Wahrschau" gegenüberstehen, somit in dieser Beziehung dieselben Verhältnisse bestehen würden, wie sie von den Schifffahrtsinteressenten gegenwärtig in der Strudenfahrstrasse so sehr als nachtheilig geschildert werden.

Was endlich die Gefällsverhältnisse betrifft, so ist es wohl jetzt schon als Thatsache allseitig anerkannt, dass

dieselben im Struden wegen seiner größeren Länge gewiss nicht ungünstiger als im Hössgange sein würden.

Selbstverständlich muss der auf Schätzung beruhende Betrag von 1,500.000 fl., welcher bisher als ausreichendes Erfordernis für die Realisirung der Hössgangseröffnung in's Auge gefasst wurde, schon deshalb als viel zu gering bezeichnet werden, weil bei Aufstellung des bezüglichen generellen Projectes dem Donauabschlusswerke nicht jene Bedeutung zugemessen wurde, welche dasselbe beansprucht, ferner die während der Hössgangsaushebung nothwendige interimistische Abschliessung dieses Flussarmes nicht berücksichtigt worden ist.

Ein Bauaufwand von $2^1/_2$ bis 3 Millionen würde, selbst unter der Annahme nicht besonders ungünstiger Verhältnisse für die Schiffbarmachung dieses Stromarmes kaum genügen, und müsste ein derartig hoher Aufwand für ein Wagnis, denn als solches ist die letztere unter allen Umständen zu betrachten, als umso unverantwortlicher bezeichnet werden, da mit einem Bruchtheil der hiezu erforderlichen Bausumme dieselben Vortheile für die obere Donauschifffahrt, wie sie eben durch die Eröffnung des Hössganges zwar erhofft werden, aber thatsächlich in Frage gestellt bleiben, durch die Regulirung des Strudens erzielbar sein würden.

Zum Schlusse dieser Erörterung wären endlich noch die Motive zu beleuchten, welche den Staat zu einer so kostspieligen Herstellung wie die Hössgangseröffnung veranlassen sollen.

Die öffentlichen Kundgebungen sagen diesbezüglich ganz ausdrücklich, dass die durch die Eröffnung des Hössganges zu erzielenden Erleichterungen des Verkehres die Möglichkeit ergeben würden, dem Handel und der Industrie jene Transportpreise zu bieten, welche von der öffentlichen Meinung in so berechtigter Weise angestrebt werden, und erklären zugleich an einer anderen Stelle, dass, wenn auf die Ausführung der Kettenschifffahrt kein besonderes Gewicht zu legen wäre, das Regulirungsproject, bei dessen Verfassung wissenschaftlich und technisch correct vorgegangen wurde, im Wesentlichen nicht anzufechten sei.

Die fraglichen Gründe sind daher in erster Linie auf die Verpflichtung der Kettenlegung, in zweiter Linie auf die Tarifpolitik zurückzuführen, und entspringen sonach der Collision von Interessen, welche drängen, einerseits Tarifermäßigungen zu gewähren, und andererseits Anlagecapitale zu erhöhen. Bautechnische oder staatswirthschaftliche Momente, welche maßgebend bei der Verfassung des Regierungsprojectes gewesen waren, liegen somit den gegen dasselbe aufgestellten Vorschlägen ferne, in deren Sinne vielmehr durch die Behandlungsart dieser Regulirungsfrage die Interessen des allgemeinen Wohles jenen einer Privatunternehmung untergeordnet werden sollten.

Von diesen Gesichtspunkten aus verlieren die bezüglichen Vorschläge für die hier in Frage stehende Beurtheilung der Projecte jeden sachlichen Werth, und muss zugleich nochmals betont werden, dass mit der Einberufung der Enquête nichts weniger als eine ausserhalb der Strudenregulirung liegende Berührung dieser Verhältnisse beabsichtigt war.

Es ist zweifellos, dass der Erfolg der Kettenschifffahrt auf der Donau mit einer guten Tarifpolitik innig zusammenhängt, allein auf diesen Gegenstand des Weiteren einzugehen, kann nicht meine Aufgabe sein.

Der Einführung der Kettenschifffahrt, sogar im unregulirten Struden, also derzeit schon, stehen durchaus keine unüberwindlichen Schwierigkeiten gegenüber, weil es sich, eine entsprechende Steuerfähigkeit der Schiffe vorausgesetzt, hierbei lediglich darum handelt, das Einhalten einer ganz bestimmten Fahrlinie auf einer relativ kurzen Strecke in genau bestimmter Weise zu sichern.

Dem vorgenommenen Versuche, dessen Fortsetzung wegen eines Kettenbruches aufgegeben worden war, mangelte nicht nur die nöthige Ausdauer zur Erreichung richtiger Resultate, sondern auch die Eigenschaft der Objectivität. Kettenbrüche kommen auch in vollkommen regulären Stromstrecken vor. Am Rhein und anderen Flüssen fanden sich gleichfalls Stellen vor, wo Anfangs die Kette häufig gerissen ist und nunmehr, allerdings nach wiederholt unternommenen Versuchen, ganz entsprechend functionirt.

Bemerkenswert erscheint übrigens auch noch, dass das Gutachten der zur Enquête Berufenen die Ausführbarkeit der Kettenschifffahrt gar nicht in Behandlung zog, was wohl den Schluss nahe legt, dass von ihnen darin kein Argument zur Bekämpfung des Strudenprojectes erblickt wurde.

Max Eyth, ein hervorragender Fachmann auf dem Gebiete der Kettenschifffahrt, sagt in seinem auf den Struden bezugnehmenden Gutachten:

„Die Kettenschifffahrt auf der kurzen Strecke von 327 *m*, um die es sich handelt, ohne beträchtliche Kosten auszuführen, scheint über allem Zweifel zu stehen, nur darf nicht darauf bestanden werden, eine exceptionelle Aufgabe nur mit allbekannten und gewöhnlich gebrauchten Hilfsmitteln überwinden zu wollen. Initiative, Energie und der feste Wille, das Ziel zu erreichen, sind die ersten Vorbedingungen des Erfolges eines solchen Unternehmens.“

Wenn aber die Möglichkeit einer Kettenschifffahrt im unregulirten Struden zugegeben und maßgebenderseits sogar behauptet wird, dass die Inaugurirung der letzteren nur einen unbedeutenden Aufwand erheischen werde — mit welcher Sicherheit lässt sich ihre Ausführbarkeit dann erst im regulirten Struden und in Anbetracht der heute diesfalls gebotenen Hilfsmittel entgegensehen?! Zweifellos ist durch die Einrichtung der Kettenschifffahrt selbst im unregulirten Struden die Ueberwindung weit geringerer Hindernisse geboten, als durch die Hössgangseröffnung.

Durch meine Darlegungen glaube ich nicht nur die gegen das Regierungsproject erhobenen Bedenken, sondern auch alle für die Eröffnung des Hössganges vorgebrachten Motive widerlegt zu haben.

Bei den übrigen Anträgen will ich mich nur noch kurz verhalten.

Der Vorschlag einer Schleusenanlage wäre nicht näher ins Auge zu fassen, da Niemand zu derartigen Anlagen in dem Falle greifen wird, wenn die Schifffahrt im freien Strom und mit geringerem Aufwande mehr Erfolg versprechend erzielbar ist.

Unbestreitbar würde ein im Waldwasser hergestellter Kanal nicht zu unterschätzende Vortheile, insbesonders für den Ketten- und Dampfschifffahrtsverkehr in sich vereinigen, denn durch ihn wäre es nicht nur ermöglicht, in dieser Stromstrecke eine gleichmäßige Fahrtiefe und einen möglichst gleichmäßigen Abfluss, sondern auch einen Schiffsweg in möglichst großer Curve und von relativ geringstem Gefälle zu erlangen.

Was endlich die im Plane verzeichnete, durch die Insel Wörth führende ideale Trace betrifft, so würde dieselbe nebst den vorangeführten Vortheilen der Waldwassertrace auch noch die günstigsten Chancen für die Entbehrlichkeit eines Signaldienstes in sich schliessen.

Da jedoch die Herstellung einer jeden dieser Trace mit der Ausführung bedeutender Uferbauten und nur mit den grössten Schwierigkeiten verbunden sein würde, so konnte an die Wahl einer solchen Lösung umsoweniger gedacht werden, als das hiezu erforderliche finanzielle Erfordernis, von Bauerschwernissen vollständig abgesehen, einen ganz enormen Betrag beanspruchen würde, dessen Verausgabung für diesen Zweck weder im Hinblick auf den an dieser Stelle jemals zu gewältigenden Verkehr und noch weniger in Anbetracht des gegenwärtig dort zu bewältigenden, gerechtfertigt werden könnte. Heute besteht ein derartiges Bedürfnis eben keinesfalls und wenn ein solches jemals eintreten sollte, würden mittlerweile die Zinsen des heute hiefür aufzuwendenden Erfordernisses wohl geeignet sein, derartige und vielleicht noch größere Unternehmungen zu verwirklichen.

Ich komme nun zu dem letzten Abschnitt meines Vortrages:

V. Schlussbemerkungen über Arbeitsinstallation und erzielten Arbeitsfortschritt.

Wie schon bekannt, ist vorläufig beabsichtigt, durch die Regulirung der Donau am Struden für den Schiffsverkehr eine Wasserstrasse herzustellen, welche eine nutzbare Breite von 80 *m* und eine Tiefe von 3 *m* unter dem am Strudener Pegel fixirten Nullwasser erhalten soll. Die Regulirung im Ganzen jedoch zu begrenzen und die Entscheidung darüber zu treffen, ob und an welchen Orten Leitwerke und sonstige Versicherungen anzubringen sein werden, wurde jenem Zeitpunkte vorbehalten, in welchem genügendes Beobachtungsmaterial über die Wirkungen der im Strudenkanal zu vollführenden Ausräumung vorhanden sein wird.

Unter diesen Voraussetzungen bestehen nun die gegenwärtig zu veranlassenden Regulirungsarbeiten zunächst in der Abtragung des Bomben- und Wildrissgehächels, sowie in der Verbesserung der rechtsseitigen Uferlinien längs der Wörther-Insel. Sie umfassen nebst der Herstellung von rund 1000 m^3 Trockenmauerwerk, ferner von rund 1000 m^3 Steinwurf und von rund 500 m^2 Pflaster, die Abtragung von 1000 m^3 quaderartigem Trockenmauerwerk und die Bewirkung von rund 35.000 m^3 Felsensprengung, wovon rund 10.000 auf Sprengungen am Lande und 25.000 m^3 auf Sprengungen entfallen, welche unter Wasser auszuführen kommen.

Felsensprengungen sind daher die hier vorwiegend zu vollführenden Leistungen. Insoweit dieselben bereits bewirkt, fand Cellulose-Dynamit ausschliessliche Anwendung. Die erforderlichen Bohrungen werden theils von Hand, theils auf maschinellem Wege ausgeführt. Es stehen nur Spaltzünder im Gebrauch, deren Entzündung durch die B o r n h a r d t'sche Zündmaschine veranlasst wird.

Das hier zur Verwendung gekommene Diamantbohrsystem bildet den interessantesten Theil der schon entsprechend fortgeschrittenen Sprengungsarbeiten und soll deshalb des Näheren, aber nur in Kürze dargelegt werden.

Dieses Bohrsystem beruht auf dem einfachen Prinzip, ein an seinem untersten Ende mit Diamanten besetztes Hohlgestänge durch bestimmten Druck auf den Gesteinsboden zu pressen und dasselbe, um sein Einschleifen dort zu erzielen, in entsprechend rasche Umdrehung zu versetzen. Es gibt zwei Arten schwarzer Diamanten, die hierbei gewöhnlich Verwendung finden und unter den Namen Carbonat und Bort oder Bortz bekannt sind. Ein Spülstrom, welcher durch das Hohlgestänge bis zur Bohrsohle geht, dient zur Entfernung des Bohrmehles.

Diese Erfindung verdanken wir Rudolf Leschot, welcher den Diamant zuerst im Jahre 1864 zu Gebirgsbohrungen anwendete.

Seitdem hat das Diamantbohrsystem große Ausbreitung gefunden. Seine größte Leistung wurde in Schladebach bei Merseburg erzielt, woselbst der Diamantbohrer zunächst um ein Kohlenlager zu erschließen und hierauf zu wissenschaftlichen Zwecken, nämlich zu Zwecken der Beurtheilung der Temperatur-Verhältnisse des Erdinnern, bis $1^3/_4$ Kilometer in die Tiefe der Erde eindrang. Der Anfangs-Durchmesser betrug 280, jener der kleinsten Bohrkrone 31 *mm*. Nach solchen Erfolgen musste selbstverständlich jeder Zweifel an der Ueberlegenheit dieses Bohrsystems verstummen, dessen Leistungsfähigkeit wenigstens für lange Zeit dadurch als unerreichbar constatirt erschien. Ein wesentlicher, nicht zu unterschätzender Vortheil dieses Systems liegt auch darin, dass man bei Anwendung desselben sehr oft zusammenhängende Bohrkerne erhält, welche das Alter, die Stuctur und Lagerung, das Einfallen und Streichen der Schichten sowie deren Mächtigkeit erkennen lassen.

Submarine Bohrungen mit dem Diamantbohrer kamen bisher nur in England und in den vereinigten Staaten von Nord-Amerika und zwar theils zum Behufe von Flusscorrectionen, theils bei Regulirung des Hafens von New-York, überall aber nur mit den besten Erfolgen zur Ausführung. Der Apparat mit Dampfkessel wurde dort erforderlichenfalls auf einem Schiff oder Floss aufgebaut, und dieses durch Streben gegen die Schwankungen des Wassers festgestellt.

Der Bohrer mit Hohlgestänge, Diamantbohrkrone und Wasserspülung eignet sich besonders für hartes homogenes Gestein. Am Struden, woselbst die Sprengungsarbeiten am 3. Februar 1890 an der Kellerecke und zwar vorerst nur am Lande begonnen haben, ist das Gebirge zwar Granit, aber nicht von gleichartiger Structur, sondern lassenreich und sind der Hauptsache nach dort drei Varietäten hinsicht-

lich der vorfindlichen Gesteinshärten, nämlich fester, minder fester und verwitterter Granit zu unterscheiden.

Die erwähnten Vorarbeiten bestanden in Handbohrungen und bezweckten zunächst lediglich die Gewinnung des erforderlichen Arbeitsraumes. Experimente zur Einleitung der maschinellen Bohrung wurden zwischenzeitig veranlasst, um hiedurch verläßliche Anhaltspunkte über das richtige Verhältnis zwischen Arbeitskraft und Leistung, Bohrgeschwindigkeit und Bohrdruck, über Anzahl und Größe der Diamanten, sowie über die Adjustirung der Bohrkrone u. s. w. zu gewinnen. Die größten Schwierigkeiten, welche sich der Einführung des maschinellen Betriebes am Struden entgegenstellten, lagen begreiflicherweise in der Lösung des hier dargebotenen Problems der Kraftübertragung, nachdem durch die große Stromgeschwindigkeit, durch die kataraktartige Strömung sowie durch die vorherrschenden heftigen und wellenartigen Gegenströmungen nicht nur jede Verwendung von Schiffen und Flößen zur directen Unterbringung eines Motors, sondern auch die Aufstellung sonstiger Transmissions-Mechanismen geradezu ausgeschlossen war. Dieser Aufgabe boten nun die Fortschritte der Elektrotechnik, das einzig geeignete Mittel zur Lösung, indem mechanische Arbeit in Elektricität und diese wieder durch die centrale, über den Diamantbohrer veranlaßte Aufstellung einer secundären Dynamomaschine in mechanische Bohrarbeit umgesetzt wird.

Die fortschrittliche Entwicklung der elektrischen Kraftübertragung erscheint bekanntlich durch den Umstand hauptsächlich gehemmt, dass sie nur dort in Concurrenz mit den mechanischen Uebertragungsarten erfolgreich einzutreten vermag, wo sie vorerst befähigt ist, ebenso billig wie die letzteren zu arbeiten. Diese Calculation lag nun vorliegenden Falles außer aller Betrachtung, und war vielmehr die Anwendung der elektrichen Kraftübertragung hier in Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse ein unbedingtes Erfordernis für die Einführung des maschinellen Bohrbetriebes.

Der am Struden functionirende Apparat ist eine Neuheit, worauf die Bauunternehmung der Struden - Regulirung, A. Schlepitzka, das Patent erworben hat. Der Mechanismus zerfällt zunächst in zwei Hauptbestandtheile, in das Bohrgerüst und in den Bohrapparat.

Ersteres besteht aus einem eisernen, 40 *m* langen Gittersteg, dessen Ende mit einem um seine Achse drehbaren Mastbaum einerseits fest verbunden, und andererseits von einem Drahtseil getragen ist, das um die fixe Rolle eines vom Mast abzweigenden Ausschlagbaumes und von dort hierauf um die Welle eines an demselben angebrachten Krahnes laufend, das Heben und Senken dieses Gitterträgers zulässt. Das Bohrgerüste ist am Ufer aufstellbar und gestattet auch die Drehung des Trägers in der Horizontalebene, wodurch mit demselben in seinem Umkreise das Erreichen jedes beliebigen Punktes und sonach auch über diesen die Aufstellung des Bohrappares ermöglicht erscheint.

Als wesentliche Bestandtheile des Bohrapparates kommen hervorzuheben: das Bohrrohr mit der Bohrkrone, der Verschub - Mechanismus, die Wasserspülung und die secundäre Dynamomaschine. Das Bohrrohr bildet ein aus einzelnen Stücken zusammengeschraubtes und nach Bedarf zu verlängerndes Hohlgestänge aus Stahl. Es hat den Bohrkern aufzunehmen und das Spülwasser zur Entfernung des Bohrschmandes bis zur Bohrsohle zu leiten. Die Bohrrohrtheile sind von circa 1·0 *m* Länge, 35 *mm* äußerem und 25 *mm* innerem Durchmesser. Die Bohrkrone ist ein aus Gußstahl erzeugter und an das unterste Rohr (Kernrohr), eingeschraubter Ring, der an seiner unteren Fläche größere Carbonat-Diamanten trägt, welche in kleine Vertiefungen derart verstemmt sind, dass sie einige Millimeter hoch hervorragen. Um große Berührungsflächen mit dem zu bohrenden Gestein zu erhalten, werden die Diamanten mit ihren Spitzen und scharfen Kanten nach innen und mit ihren großen Flächen nach außen versetzt. Der Vorschub-Mechanismus besteht aus einem Querhaupt, welches zwischen zwei Schienen eines aufrechten Gestelles gleitet, die Dynamomaschine, die Bohrspindel und das Gestänge trägt, und welches mit diesem im successiven Fortschreiten des Bohrens sinkt, bis ein neues Stück eingeschaltet werden kann. Es lassen sich hiebei zweierlei Führungen unterscheiden, wovon die eine den Apparat in seiner Gänze, die andere hingegen speciell das Hohlbohrgestänge betrifft. Die erstere ist wie vorbemerkt ähnlich jener eines Rammklotzes, der sich zwischen den Rammsäulen bewegt, während die zweite mit der Bewegung eines Schlittens zusammenhängt, welches gleichfalls zwischen den eisernen Ständern vertical nach auf- oder abwärts geschoben werden kann. Dieser Schlitten endigt in einem Rohrstutzen, welcher unten gezahnt ist, und senkrecht auf der Bohrstelle am Felsen feststeht. Innerhalb des Rohrstutzens bewegt sich der Bohrer. Auch erscheint das Bohrgestänge endlich noch durch die in jeder Querverbindung des Schlittens angebrachte kreisförmige Oeffnung geführt.

Das Gewicht des Querhauptes und der Hohlgestänge ist durch eine einfache Vorrichtung theilweise abgebremst, beziehungsweise derart abbalancirt, dass der Ueberschuss desselben den erforderlichen Bohrdruck ergibt. Das Reguliren des Vorschubes erfolgt ebenfalls durch die erwähnte Bremsvorrichtung und geschieht von Hand durch den Bohrmeister. Während des Bohrens muss der Spülstrom ununterbrochen erhalten und gut regulirt werden, da sonst der Bohrschmand nicht gehoben und vielmehr das Festsetzen des Schlammes an die Bohrkerne veranlasst wird, wodurch das Einklemmen derselben oder Weitungen des Bohrloches bewirkt werden können.

Die Wasserspülung bei dem am Struden aufgestellten Bohrapparat erfolgt durch eine Druckleitung, die mit einer gewöhnlichen Pumpe in Verbindung steht, und das Wasser unmittelbar unter der Dynamomaschine in das Hohlgestänge hineintreibt.

Nun erübrigt mir zur Vervollständigung meiner Beschreibung des Bohrapparates nur noch einige Worte über die secundäre Dynamomaschine zu sagen. Diese ist von gewöhnlicher Construction, wie vorbemerkt über dem Hohlgestänge central angebracht, hat ein Gewicht von rund 350 Kilogramm und repräsentirt eine Arbeitskraft von rund 3 Pferdekräften.

Der vollständig montirte Bohrapparat wird von dem vorerwähnten Gittersteg getragen, auf welchen er auch verschiebbar ist. Um die Bohrarbeit zu beginnen, erscheint es nothwendig, den Gittersteg vorerst in die richtige Lage zu bringen und hierauf den Apparat über die bestimmte Bohrstelle zu verschieben. Wird nun der Diamantbohrer auf dieselbe versenkt, die Dynamomaschine mit der auf transportablen Säulen angebrachten, also verstellbaren Stromleitung verbunden, so tritt der Bohrer selbst in Function. Die erforderlichen größten Bohrtiefen betragen 3 höchtens *4 m*. Während das feste und zum Theil auch das minderfeste Gestein continuirliche Bohrkerne von größerer oder kürzerer Länge ergibt, erhält man beim Bohren des verwitterten Granits blos Bohrmehl gröberer oder feinerer Gattung. Die Bohrlochstärke ist 50, der Durchmesser des Bohrkernes 20 *mm*. 1500 bis 2000 Umdrehungen per Minute repräsentiren die Bohrgeschwindigkeit, 300 *kg* den Bohrdruck, mit welchem der Bohrer senkrecht auf den Felsen gepresst wird. Die Maximal-Leistung per 10 Minuten ist 1*m* Länge des Bohrloches in der ersten, 80*cm* in der zweiten und ungefähr 50*cm* in der dritten Tiefe. Die Patrone wird nach Beendigung jeder Bohrung, bezw. sofort nach dem Herausziehen des Bohrers eingesetzt, während die Entzündung aller im Verlaufe von 24 Stunden bewirkten Bohrlochladungen gewöhnlich nur einmal im Tage, u. zw. um die Mittagstunde unter Vorkehrungen für die Sicherheit des Verkehres erfolgt.

Um schliesslich noch ein Bild der Gesammtanlage zu geben, kann ich nicht unterlassen auf die Beschränktheit der Baustelle aufmerksam zu machen, die übrigens den Hochwassergefahren ausgesetzt ist. Die Arbeit muss wegen der letzteren periodisch unterbrochen werden. Sie bietet überdies nur wenig Angriffspunkte, was wohl zunächst in der Kostspieligkeit der Sprengungs-Apparate und erforderlichen Rüstungen, sowie auch dadurch seine Erklärung findet, dass die Arbeiten auf einzelne Objecte concentrirt erscheinen, und der erforderliche finanzielle Aufwand doch nur ein relativ geringer ist. In dem außer dem Hochwasserbereiche situirten Maschinenhause steht eine 9pferdige Dampfmaschine, in einem Nebenraume desselben die ebenso starke primäre Dynamomaschine. Dort befindet sich auch das mit einem Läutewerk verbundene Schaltbrett, welchem die Regelung der gesammten elektrischen Arbeit obliegt. Nachdem die verschiedenartigen Lassen, welche das Gebiege durchziehen, während ihre Bohrung, sowie die verschiedenartigen Härtegrade des zu bohrenden Gesteines selbst, und endlich der Eintritt sonstiger Hindernisse im regelmäßigen Fortschreiten des Bohrens, eine stete und entsprechende Regelung des Stromes, beziehungsweise der Bohrgeschwindigkeit, des Bohrdruckes oder kurz der ganzen Bohrarbeit erheischen, so bietet der vorerwähnte Schalter nicht nur die Möglichkeit, die Gesteinshärte, die Bohrlochstiefe, den Arbeitsfortschritt das Ausfallen von Diamanten und sonstige Vorkommnisse sofort zu erkennen, sondern zugleich auch das geeignete Hilfsmittel, um die Geschwindigkeit zu veringern, oder plötzlich einzustellen. Zur Verminderung der Stromstärke dienen in die Leitung eingeschaltete Glühlichter oder Bogenlampen.

Von den übrigen Baulichkeiten, welche auf dem Bauplatz situirt sind, ist noch eine Bauhütte, eine Cantine und eine Schmiede zu erwähnen. Die Arbeiter, deren Anzahl kaum 180 in den belebtesten Arbeitsperioden erreicht haben dürfte, finden in den Häusern der Umgebung ihre Unterkunft. Dem Landtransport des aus den Sprengungen gewonnenen Gesteines dient eine Rollbahn, für dessen Transport zu Wasser sind die nöthigen Steinplätten vorhanden.

Zur Förderung der gesprongten Felsstücke aus dem Flusse ist die Anwendung eines Priestmann'schen Excavateurs in Aussicht genommen.

Das verflossene erste Baujahr war den Regulirungsarbeiten nichts weniger als günstig. Nachtheilige Witterungs-Verhältnisse und insbesondere der wiederholte Eintritt bedeutender Hochwässer verzögerten ebenso sehr die systematische Einleitung im Beginne der Arbeit, wie sie in ihrem späteren Verlauf der fortschrittlichen Entwicklung und dem entsprechenden Fortgange hindernd in den Weg traten.

Der bisher erzielte Gesammtfortschritt charakterisirt sich im Großen und Ganzen am deutlichsten durch den Hinweis auf die seither vollführten Felsensprengungen. Dieselben betragen bis dato (Jänner 1891) ca. 21.000 m^3, wovon ca. 14.600^3 Sprengungen am Lande und das Restquantum hingegen jene unter Wasser betrifft. Den ungünstigen Arbeitsverhältnissen war es auch zuzuschreiben, dass Sprengungen selbst bei minder vortheilhaften Wasserständen veranlasst wurden. Es handelte sich eben hauptsächlichst nur um die Gewinnung der zur Einrichtung des maschinellen Betriebes erforderlichen Erfahrungs-Resultate, welche damals im Allgemeinen mangelten, nachdem derartige oder ähnliche Einrichtungen bisher nicht bestanden haben.

Discussion zu vorstehendem Vortrage.

Herr Ingenieur Klunzinger vermisst in den Projectsplänen Aufnahmen, die sich auf Wassermengenmessungen, besonders bei kleinen Wasserständen, beziehen. Hiedurch wären Anhaltspunkte darüber zu gewinnen, wie sich das künftige Längenprofil des Wasserspiegels gestalten wird. Dass nämlich durch die Aussprengung des Strudenkanals eine Wasserspiegelsenkung eintreten werde, erscheint dem Redner wahrscheinlich und er verweist diesbezüglich auf folgende von ihm erhobene Thatsachen. Am 3. October 1884 war der Wasserstand am Greiner Pegel 0·75 m über Null, während er zu gleicher Zeit am Struden nur 0·30 m betrug. Die Differenz der Wasserstände war sonach 0·45 m. Nach Mittheilung des Herrn Hofrath v. Wex in unserer Zeitschrift geht aber hervor, dass zu Anfang der 50er Jahre alle Pegel correspondirend gesetzt worden sind, und es muss sonach die oben constatirte Senkung des Wasserspiegels am Struden der in den Jahren 1854 bis 1856 erfolgten Absprengungen am Hausstein und der Erweiterung des Waldwassers zugeschrieben werden. Redner ist daher der Anschauung, daß man die Sprengungen am Struden in möglichster Tiefe, aber successive und nicht gleich in der ganzen Breite vornehmen möge, um aus den Wirkungen der allmäligen Ausführung auf den schliesslichen Effect urtheilen zu können. Uebrigens theilt Redner die Ansicht der französischen Wasserbau-Ingenieure, dass für die Regulirung derartiger Stromschnellen das einzige, sichern Erfolg versprechende Mittel ein Schleusenkanal ist.

Herr Ministerialrath Rössler bemerkt hiezu, dass die von Herrn Klunzinger gewünschten Erhebungen und Aufnahmen angeordnet sind und dass überhaupt bei dem Regulirungswerke mit der größten Vorsicht und Ueberlegung vorgegangen werden wird

Die Hafenanlagen in Prag.

Vortrag, gehalten in der Plenarversammlung am 21. Februar 1891, vom k. k. Oberbaurath **Ritter v. Schelner.**

(Hiezu Tafel XXIV u. XXV.)

Die Elbe ist in Böhmen von Melnik bis Herrenskretschen an der Landesgrenze regulirt und dass diese Regulirung in wünschenswerter Weise gelungen ist, kann daraus ersehen werden, dass heute in dieser regulirten Strecke, je nach den Wasserständen, Kähne von 6—15.000 Zoll-Centner anstandslos verkehren. Man kann in Aussig sehr häufig sehen, dass bis zu 75 Waggons Kohle in einen Kahn verladen und darin elbeabwärts gebracht werden. Nach dem Ausweise über den Schifffahrtsverkehr, sind im vorigen Jahre $50^1/_4$ Millionen Zoll-Centner Waare auf der Elbe verfrachtet worden, worunter freilich Aussig allein mehr als 30 Millionen Zoll-Centner Kohle transportirt.

Welchen Aufschwung die Schifffahrt nach Regulirung der Fahrstraße genommen hat, ist aus der Anlage der Umschlagsplätze am besten zu ersehen.

An der österreichischen Elbe hat derzeit

Aussig eine Ladestrecke von . .	4170 *m*
Schönpriesen von	1400 *m*
somit zusammen .	5570 *m*

Nach Fertigstellung des neuen zweiten Hafens in Aussig kommen hiezu noch weitere 1800 *m*, so dass also Aussig-Schönpriesen über eine Ladelänge von 7370 *m* disponirt.

Hiebei stehen in Aussig: 1 Handkrahn mit 4000 *kg* und 3 Dampfkrähne mit zusammen 5500 *kg* und in Schönpriesen 2 Dampfkrähne mit zusammen 6000 *kg* in Verwendung.

Der Schönpriesener Umschlagsplatz besitzt zur Lagerung von Gütern zwei Schuppen mit je 600 m^2 Grundfläche und ein vierstöckiges Lagerhaus mit 1000 m^2 in Benützung.

Rosawitz entwickelt eine Ladelänge von 740 *m* und Laube mit seinem großartigen Verkehre hat eine Ladestrecke von 2200 *m* Länge, auf welchem für den Güter-Umschlag allein 12 Dampfkrähne zu je 2000 *kg* Tragfähigkeit in Thätigkeit gesetzt sind.

Es war daher begreiflich, dass der Wunsch erhoben worden ist, wenigstens mittlere Kähne von der Elbe nach Prag verkehren zu lassen. Gefällsbrüche, die sich in der Moldau zwischen Prag und Melnik befinden, machen die Legung der Kette nothwendig. Die Einführung der Kettenschifffahrt erfordert jedoch eine gründliche Regulirung des Flusslaufes.

Ich muss hier mit ausserordentlicher Dankbarkeit aussprechen, dass die hohe Regierung mit großer Munificenz jene Anträge, die gestellt wurden, um diesen Zweck zu erreichen, genehmigt hat. Herr Ministerialrath Rössler hat sich an Ort und Stelle von der Nothwendigkeit der beantragten Maßnahmen überzeugt, und ich muss ihm danken, dass er dieselben in Anerkennung ihrer Wichtigkeit und Zweckmäßigkeit den hohen Behörden zur Kenntnis gebracht hat.

Die Regulirung ist in den letzten fünf Jahren ausgeführt worden und zwar mit einem Kostenaufwande von rund 717.000 fl. Wir sind jetzt mit der Regulirung der Moldau fertig und waren in der Lage, im Monat September 1890 die Kette zu legen. Leider haben die Hochwässer im gleichen Monate, welche Böhmen so viel Unheil gebracht, auch unsere Fahrstraße schwer geschädigt. Bauwerke, welche Jahrzehnte dem Anpralle des Eises und der Hochwässer Widerstand geleistet hatten, wurden durch massenhaft herabgeschwemmtes Langholz zerstört, und wir werden im heurigen Jahre viel zu thun haben, um die Flussstrecke wieder in Ordnung zu bringen.

Die Kettenlegung hat vorausgesetzt, dass der Schifffahrts-Verkehr nach Prag sich heben wird. Es ist daher für den erforderlichen Schutz für Schiffe und für Umschlagplätze zu sorgen. Die Handelskammer und die Stadtgemeinde von Prag haben diesbezüglich der hohen Regierung Petitionen überreicht, die von dem Landesausschusse und dem Landtage von Böhmen kräftigst unterstützt wurden.

Zur Berathung der Anträge, welche vom technischen Departement an das hohe Ministerium gestellt worden waren, wurde eine Enquête nach Prag einberufen. Obwohl die Beschlüsse dieser Enquête, welche auf Grund der Anträge eines technischen Comités gefasst wurden, in der Wesenheit bekannt sein dürften, muß ich hier auf dieselben zurückkommen, weil sich meine Projecte auf dieselben basiren.

Das Resumé des technischen Comité's lautete:

1. Auf der Holeschowitzer Haide ist in dem, mit dem Namen „Na Maniuách" bezeichneten Ortsriede ein 2 *m* tiefer, vor Hochwasser und Eisgang entsprechend geschützter Schutz- und Verkehrshafen u. zw.

a) für 150—200 Elbefahrzeuge zu errichten und mit einer 3 *m* über Normalunterwasser liegenden Umschlagsstation zu vereinigen, welche durch eine Hafenbahn mit der möglichst grossen Anzahl der in Prag einmündenden Staats- und Privatbahnen in geeignete Verbindung gebracht werden soll;

k) der Hafen ist ferner so anzulegen, dass eine Erweiterung desselben bei eintretendem Bedarfe anstandslos erfolgen kann. In dem Project ist auf eine Verbindung des Hafens mit dem Oberlaufe des Flusses Rücksicht zu nehmen. Nach erfolgter Erweiterung sollen die Hafenbassins im Stande sein, 400 Elbekähne à 500 m^2 durchschnittlicher Grundfläche bequem aufzunehmen.

2. Die regulirte Moldaustrecke in Karolinenthal ist durch einen im Wasserspiegel 36 *m* breiten, bei Normalwasser 2 *m* tiefen, zwischen der Hetzinsel und der Rohan'schen und Kroneninsel gelegenen Schifffahrtskanal, in welchem zur Ueberwindung des Gefälles des Helmer Wehrs eine Kammerschleuse eingebaut werden muss, mit der Helmer Haltung, und diese gleichfalls durch eine Kammerschleuse mit der Neumühlen-Haltung in zweckmäßige Verbindung zu bringen.

3. Die Verbindung dieser letzteren Haltung mit der obersten südlichen Prager Haltung ist gleichfalls durch zwei Kammerschleusen, welche in dem Brückenmühlwehr, beziehungsweise Schitkauer-Wehr eingebaut werden, zu bewirken.

4. Die sämmtlichen Kammerschleusen sind einschiffig' nach der besten modernen Type, in einer nutzbaren Länge von 65 *m* mit einem Zwischenthorpaar auf 48·5 *m* Kammerlänge, einer Thorweite von 9 *m* und einer Tiefe von 2 *m* vom Normal-Unterwasser bis zum Drempel herzustellen und in den Wehren so zu situiren, dass die Schiffe jederzeit bequem und sicher ein- und ausfahren können.

5. Die festen Wehre sollen vorläufig in Berücksichtigung der eigenthümlichen Wasserrechtsverhältnisse beibehalten werden, doch ist bei der Projectirung der Kammerschleusen auf eine eventuelle spätere Ersetzung der festen Wehre durch bewegliche Wehre Rücksicht zu nehmen.

6. Auf der Kaiserwiese in Smichow ist 3 *m* über Normale eine Umschlagsstation für die k. k. österreichischen Staatsbahnen, ferner für die böhmische Westbahn und Buschtiehrader Bahn zu errichten und mit den genannten Bahnen durch ein Uebergabs- und Uebernahmsgeleise zu verbinden.

Der bestehende Podoler Hafen ist durch Baggerung auf 2 *m* unter Normale zu vertiefen und durch Erhöhung des Schutzdammes hochwasserfrei einzurichten. Im Bedarfsfalle wäre eine Adaptirung des oberhalb dieser Stelle liegenden zweiten Hafens zum Zwecke der sicheren Ueberwinterung von Schleppschiffen anzustreben.

7. Der bestehende Karolinenthaler Hafen ist thunlichst zu erweitern und mit zweckmäßigen Landungsplätzen zu versehen.

8. Innerhalb der Stadt Prag und zwar insbesondere in der Neumühler Haltung ist durch Anlage von Treppenkais innerhalb der bereits bestimmten Ufergrenzen eine vortheilhafte Verbindung zwischen Fluss und Stadt anzustreben und für die zweckmäßige Abwicklung des Verkehres durch Anlegung von zahlreichen, nach den besten Mustern construirten Landungsplätzen Sorge zu tragen.

9. Die sub 1., 2., 7., 8. angeführten Bauten wären gleichzeitig und so rasch als möglich auszuführen und baldigst darauf auch die sub 3 und 6 bezeichneten Herstellungen in Angriff zu nehmen.

Die Erwerbung des für die Erweiterung der Holeschowitzer Hafenanlage und für die Herstellung der Umschlagsstation in Smichov nothwendigen Grundes wäre rechtzeitig vorzusehen.

Nachdem diese Beschlüsse vorlagen, habe ich mir die Ermächtigung erbeten, die zur Verfassung eines Projectes nöthigen Vorarbeiten vornehmen zu lassen, ohne damit der Entscheidung, wer das Project machen wird, vorzugreifen. Es wurden so die hydrotechnischen und geodätischen Aufnahmen der ganzen Flussstrecke durchgeführt und Bohrungen vorgenommen, um bezüglich der Fundirung der verschiedenen Bauwerke Klarheit zu erhalten. Während dieser Zeit tagte der Congress in Frankfurt a. M. Die hohe Regierung in der Erkenntnis, dass bei dem Congresse Fragen behandelt werden, die für Prag von Wichtigkeit sein werden und Anwendung finden könnten, hat mich und Herrn Ingenieur Mrasick bestimmt, dem Congresse beizuwohnen. Ich habe mir gleichzeitig die Ermächtigung erbeten, nach Abschluss des Congresses eine weitere Studienreise nach den nahe gelegenen Binnengewässern vorzunehmen und habe ich den Main, Rhein, Neckar und die Anlagen in Ruhrort bereist, an welcher Reise noch zwei Ingenieure des von mir geleiteten Departements theilgenommen haben. Ich muss hier mit wirklicher Dankbarkeit erwähnen, dass ich von den Behörden, sowohl der Regierung, als den städtischen Behörden von Wiesbaden, Frankfurt, Mannheim und Mainz in der liebenswürdigsten Weise bei diesen Studien unterstützt wurde, und ich bin auch mit reichem Material von dort zurückgekehrt. Nach meiner Rückkehr sind die Beschlüsse der Enquete von dem hohen Ministerium genehmigt worden und es erging an mich der Auftrag, das Project zu verfassen.

Ich war in der glücklichen Lage, dass die Vorarbeiten bereits vollendet waren, und ich konnte sofort mit der Projectsverfassung beginnen. Dass ich in der Lage war, in der kurzen Zeit von 10 Monaten diese umfangreiche Arbeit zu beenden und das Project vorzulegen, verdanke ich den Ingenieuren meines Departements, die mich hiebei unterstützten, und ich halte es für meine Verpflichtung, hier insbesondere die Ingenieure Mrasick, Mayer und Machulka als meine Mitarbeiter zu nennen.

Nachdem das Project fertiggestellt und vorgelegt war, hielt ich es für wünschenswert, dass dasselbe auch an Ort und Stelle geprüft werde, weil jeder von uns weiss, dass solche Projecte am grünen Tische sich schwer beurtheilen lassen. Das hohe Ministerium hat meinen diesbezüglichen Antrag genehmigt, und ich wiederhole hier nochmals den Namen des Herrn Ministerialrathes Rössler, welcher sich mit großer Mühe der Aufgabe widmete, das Project seinen localen Verhältnissen nach und in technischer Richtung zu prüfen, worauf dessen Genehmigung erfolgte.

Ich gehe nun daran, die einzelnen Theile des Projectes zu erörtern und beginne mit dem Holeschowitzer Hafen.

Das Plateau, welches für die Anlage des Hafens bestimmt ist, bildet zwei Terrain-Abstufungen. Der obere Theil ist vollständig hochwasserfrei und wurde weder vom Hochwasser des Jahres 1845 noch von dem des vorigen Jahres erreicht. Dazwischen ist eine Mulde, welche benützt werden konnte, um die Achse des Hafens hineinzulegen, was deshalb günstig ist, weil dadurch jedenfalls die Erdbewegung vermindert wird. Was die Form des Hafens anlangt, so brauche ich es wohl nicht näher zu begründen, dass die langgestreckte Form jedenfalls die zweckmäßigste ist, weil dadurch so viel als möglich Ausladungsstrecken gewonnen werden. In Bezug auf die Breite der Hafenanlage waren mir die Anlagen die heute schon bestehen, die Hafen in Aussig, Riesa, Frankfurt a. M., Mainz und Mannheim maßgebend. Nur der einzige Hafen in Mannheim, der heute der größte Binnenschifffahrtshafen ist, hat eine größere Breite als 100 *m*, während der Elbe-Hafen in Riesa nur eine Breite von 60 *m*, der von Frankfurt a. M. eine solche von 75 *m* und beide Häfen in Aussig eine Breite von 100 *m* haben. Dementsprechend wird auch für Prag eine Breite von 100 *m* genügen. Der Hafen ist so angelegt, dass er heute 150 bis 170 Schiffe aufnehmen kann.

Es ist aber für eine Erweiterung um 250 *m* Länge vorgesorgt, so dass dann 200 mittlere Elbekähne im Hafen Platz finden werden. Sollte, was ich Prag lebhaft wünsche, noch eine größere Erweiterung nothwendig sein, so lässt sie sich dadurch erzielen, dass der Schutzdamm abgetragen, als Molo behandelt und dann ein zweites Bassin angeschlossen wird. Wir haben es hier mit Inundations-Verhältnissen zu thun, die uns bei eventueller Erweiterung viel Sorge machen dürften. Wie aus der Situation (Taf. XXIV) zu ersehen ist, theilt sich der Moldaufluss bei Lieben in zwei Theile, wovon der östlich gelegene die regulirte Strecke, und der westliche den sogenannten „todten Arm“ bildet, welcher aber für die Ableitung der Hochwässer, die sich auf das überbreite Inundationsgebiet erstrecken, von großer Bedeutung ist.

Die Zeichnungen (Taf. XXIV) geben ein deutliches Bild von der Anlage des Hafens selbst. Der Schutzdamm wird rund 6·5 *m* hoch über das Normalwasser sein, so dass das größte Hochwasser, welches wir in Prag haben, ihn nicht überschreiten wird. Dieser Damm wird eine Zufuhrstraße erhalten, damit alle leicht entzündbaren Stoffe, wie Petroleum und dergleichen in die am Ende des Schutzdammes befindlichen Depôts gebracht und gelagert werden können, nachdem in allen größeren Häfen dafür vorgesorgt ist, dass die leicht entzündlichen Stoffe nicht unmittelbar im Hafen liegen, sondern so situirt sind, dass bei einem Brande die übrigen Schiffe nicht in Gefahr kommen.

Der Hafen selbst hat einen hochwasserfreien Kai und wurde die Hafenanlage in dem generellen Querprofile (Fig. 2 Taf. XXIV) ideal dargestellt, wie sie sich einmal repräsentiren könnte. Sie sehen auch schon einen Locomotivverkehr dargestellt. Und da gar kein Anstand vorliegt, dass die Regulirung des Flusses unterhalb der Hafenausmündung noch weiter gegen Troja zu fortgesetzt wird, so wurde auch diese Strecke entsprechend geregelt und der abzubauende Grund als auf 3·0 *m* Höhe angeschüttet gedacht, weil es nothwendig war, für Rohmaterialien, für Holz u. s. w. einen Umschlagplatz zu gewinnen. Vor den Lagerhäusern ist eine Kaimauer von 6·5 *m* Höhe projektirt. Dieselbe eignet sich ihrer geringen Höhe wegen für kleinere Wasserstände zur Verladung besser. In der weiteren Fortsetzung des linken Ufers ist in und außerhalb des Hafens nur eine gepflasterte Böschung projectirt.

Die Kaimauern sind alle auf Beton fundirt und aus Bruchsteinen; nur der untere Theil, soweit das Normalwasser reicht, hat eine Quaderverkleidung.

Für den mit der Ausübung der Hafenpolizei und sonstigen Ueberwachung zu betrauenden k. k. Hafenmeister ist ein eigenes Wohn- und Amtsgebäude in Antrag gebracht worden. Der Rangirbahnhof des Hafens soll vorläufig mit der Linie der Staatseisenbahn-Gesellschaft, beziehungsweise mit der Buschtehrader Eisenbahn verbunden werden. Ein Geleise geht zum Rangirbahnhofe, das andere lauft in den Hafen ein, wo der Damm eine Durchfahrt bekommt, welche durch ein Einfahrtsthor geschlossen werden kann, um das Einströmen des Hochwassers zu verhindern.

Es ist in der Enquête auch die Frage aufgeworfen worden, in welcher Weise die Staatsbahnen — die Franz Josephsbahn und die zweifellos in die Staatsregie bald übergehende böhm. Nordbahn — zum Hafen gelangen werden. Ich kann nicht sagen, dass ich darüber Studien gemacht habe; ich war auch vorläufig dazu nicht aufgefordert und verpflichtet, ich glaube aber, dass vom rechten Ufer aus über die Holeschowitzer Haide eine Verbindung mit dem Hafen, respective dem Geleise der Staatsbahn wird hergestellt werden können. Diese Frage ist vorläufig unentschieden geblieben und wird dann erst erörtert werden müssen, wenn einmal von Seite der Staatsbahnen die Absicht vorliegt, diese Anlage zu benützen.

Es ist von der Enquête auch beschlossen worden, dass auf eine Verbindung des Hafens mit dem südlichen Theile der Moldaufluss-Serpentine und zwar nach flussaufwärts jedenfalls vorbedacht werden soll. Ich habe diesen Kanal jedoch nicht in das Project einbezogen, weil er meiner Ueberzeugung nach nicht zulässig erscheint. Nachdem eine Differenz von nahezu 2 *m* zwischen den beiden zu verbindenden Wasserspiegeln besteht, müsste unbedingt eine Kammerschleuse errichtet werden. Bei den Eismassen und Hochwässern, wie solche in Prag auftreten, wäre eine Kammerschleuse, welche quer gegen die Stromrichtung bei Hochwasser zu liegen käme, Einwirkungen ausgesetzt, denen sie nicht widerstehen würde, abgesehen davon, dass der Schiffahrtskanal durch Eis und Schotter vertragen würde. Diese Anlage wäre nur möglich, wenn kein Schutz für diesen Kanal geschaffen würde, sobald aber ein Schutzdamm in das Inundationsprofil gestellt werden würde, müsste das Hochwasser gegen Karolinenthal und Lieben zu gedrängt werden. Diese zwei Gründe waren wichtig genug, um mich zu bestimmen, diesen Kanal in das Project nicht aufzunehmen. Im anderen Falle hätten also die Schiffe von Süden aus in den Hafen einlaufen können. Sind diese bereits beladen, so haben selbe im Hafen nichts mehr zu suchen, während die von der unteren Strecke einlangenden Fahrzeuge ohnehin direct in den Hafen gelangen werden; die flussabwärts gehenden Schiffe werden aber den Hafen trotzdem

viel rascher erreichen, als wenn selbe erst durchgeschleust werden müssten und in Mannheim zum Beispiel benützen die Schiffer die Einfahrtsschleuse nur ungern. Um aber die Stagnation des Wassers bei kleinen Wasserständen zu vermeiden, wurde zur Durchspülung des Hafens ein eigener Kanal beantragt.

Die Gesammt-Cubatur des Holleschowitzer Hafens beträgt rund 524.000 Cubik-Meter.

Ich gelange nunmehr zur Besprechung des Karolinenthaler Hafens. Derselbe steht schon seit dem Jahre 1822 in Benützung, und wird durch den Abfluss der Mühluntergräben der ehemaligen Sašek'schen Mühlen gebildet. Er hat sich bis jetzt außerordentlich bewährt, selbst bei den größten Hochwassern haben die Schiffe dort Schutz gefunden; wenn auch ein hoher Wasserstand eingetreten ist, war das Wasser immer ruhig und selbst im September vorigen Jahres konnten sowohl Elbekähne, als auch andere Schiffe dort ruhig anlegen. Die Erweiterung des Hafens ist meiner Ansicht nach eine dringende Nothwendigkeit, weil dieser Hafen von den Schifffahrts-Gesellschaften, welche daselbst bereits Lagerhäuser besitzen, bis jetzt sehr gesucht wurde, in der gegenwärtigen Gestalt jedoch nicht mehr fortbestehen kann. Der Hafen ist trotz aller Baggerungen die vorgenommen wurden, sehr vertragen und namentlich auch zu schmal. Es handelt sich also um eine Erweiterung des Fassungsraumes, sowie Vergrößerung der Landungsfähigkeit, wozu die Herstellung von Treppen-Kais oder Abfahrtsrampen nöthig ist.

Der Hafen wird sowohl verbreitert als auch vertieft werden. Auf dem Ober-Kai erscheint ein Krahngeleise beantragt, welches vorzugsweise für Stückgüter benützt werden soll. Mit der österreichischen Nordwestbahn, der das Grundstück auf der Rohan'schen Insel gehört, habe ich die Vereinbarung getroffen, dass selbe den erforderlichen Grund abtritt, denn gegenwärtig besteht der Hafen in einer Breite von 22 bis 29 Meter, welche nach dem Projecte auf eine mittlere Breite von 35 Metern erweitert und bis auf 1·8 *m* bei Nullwasser vertieft werden soll. Dementsprechend würde dieser Hafen anstatt 12 Kähne, 29 bis 36 große Elbe- oder 41 Kanalkähne zu bergen im Stande sein.

Der zu bewältigende Aushub beträgt 54.000 Cubik-Meter.

Ich komme nun zum dritten Theile des Projectes, dem Schifffahrtskanale, welcher sich von Karolinenthal bis in die Neumühlwehrhaltung erstreckt. Dieser ist deshalb interessant, weil die Frage eines Schifffahrtskanales, durch welchen also die Schiffe bis in das Weichbild von Prag gelangen können, bereits die Fürsorge Kaiser Josef II. im Jahre 1784 gebildet hat. In diesem Jahre hatte die damals bestandene Hofkanzlei über allerhöchsten Auftrag das böhmische Landesgubernium angewiesen, die Durchschiffung von Prag in ernste Erwägung zu ziehen — „weil es nicht angeht, dass die Waaren nur bis nach Carolinenthal gelangen, und nach Prag verfrachtet werden müssen, und umgekehrt."

Nun, nach mehr als 100 Jahren sind wir dazu gekommen, dass der Wunsch des damaligen Herrschers zur Ausführung gelangt. Dieser Theil ist also der wichtigste des Projectes, und war auch besonders schwierig. Es treten hier Verhältnisse auf, die vielleicht gar nirgends vorkommen.

Wir haben die Aufgabe zu lösen, die bestehenden Wasserwerke nicht zu alteriren. Wer mit Müllern zu thun gehabt hat, weiss aus Erfahrung, dass Techniker, wenn sie mit ihren Rechnungen und Darstellungen kommen, bei Müllern wenig Glauben finden. Ein Tropfen Wasser ist oft Gegenstand langer Einwendungen. Wir mussten daher Alles aufwenden, um mit denselben nicht in Collision zu kommen. Die Müller haben bei den Verhandlungen in der Enquête erklärt, dass sie dem Unternehmen nicht die geringste Schwierigkeit bereiten werden, wenn sie nicht geschädigt werden. Ich habe die Sache so arrangirt, dass ich zwei Vertrauensmänner eingeladen habe, zu mir zu kommen, bevor die wasserrechtliche Commission durchgeführt wird, um die Angelegenheit ihnen aufzuklären, und den Weg für weitere Verhandlungen zu ebnen.

Nach meiner Ueberzeugung konnte ich auf Grund der Studien behaupten, dass wir die Müller nicht schädigen werden, und so wie das Project des Schifffahrtskanales gedacht ist, glaube ich, dass es möglich sein wird, mit den Müllern glatt wegzukommen.

Eine andere Angelegenheit, welche ebenfalls Gegenstand eingehender Erwägungen und Verhandlung mit der betheiligten k. k. priv. Staatseisenbahn-Gesellschaft war, ist die nothwendige Sicherung des den künftigen Schifffahrtskanal mit einer Oeffnung, beziehungsweise zwei Pfeilern übersetzenden steinernen Viaductes. Durch die Ausbaggerung der Flusssohle an dieser Stelle, welche sich auf die ganze Breite der Durchfahrtsöffnung erstrecken muss, werden die bestehenden zwei Pfeiler theilweise entblößt und kommen die noch spärlich vorhandenen Bürstenkränze derselben auch wegen ihrer geringeren Tiefe kaum in Betracht. Es war daher geboten, behufs Verhinderung jeder Unterwaschung und Gefährdung der Pfeiler eine ausgiebige Sicherung derselben vorzunehmen. Zu diesem Behufe wurde eine Ausbetonirung der künftigen Sohle und zwar sowohl in Form eines Kranzes um die zwei Pfeiler, als auch zwischen denselben innerhalb Fangdämmen in der Stärke von 1·0 *m* projectirt, welche Betonirungen behufs Erhaltung des Wasserabflusses von den Helmer Mühlen partienweise ausgeführt werden müssen.

Was die Anlage des Schifffahrtskanales selbst betrifft, so war eine andere Durchführung nicht wohl möglich. (Taf. XXV.) In den Hauptfluss kann derselbe nicht gelegt werden, weil dieser Arm die Hochfluthen abzuleiten hat, andererseits die felsige Beschaffenheit der Flusssohle es auch nicht rathsam erscheinen ließ; schliesslich aber in dem Hauptarme die unbehinderte Ausübung der Holzflössung, welche von großer national-ökonomischer Wichtigkeit ist, nach wie vor erhalten bleiben muss. Es musste also der Kanal in den bestehenden Flussarm zwischen der Herz- und Kroneninsel einerseits und der sogenannten Rohan'schen Insel andererseits, auf welcher sich gegenwärtig der Rangir- und Frachtenbahnhof der österreichischen Nordwestbahn befindet, gelegt werden.

Auf die Schwierigkeit der Durchführung desselben will ich schon jetzt aufmerksam machen. Die technische Lösung

ergab sich insbesonders deshalb als eine sehr schwierige, weil die projectirten Anlagen in drei verschiedenen Stauspiegeln eingebaut werden müssen, ohne dass hiedurch die Wasserbezugsverhältnisse der Mühlen und des städtischen grossen Wasserwerkes beeinflusst werden dürfen. In zweiter Linie waren die Verhältnisse des Flusses bei Hochwasser maßgebend.

Wir haben es hiernach mit drei Mühlenwerken, den Neu-, den Schiff- und den Helmer Mühlen und dem großen Wasserwerke der Stadtgemeinde Prag zu thun. In Betreff der Neumühlen muss der Wasserbezug für die Schleusung derart durch eine zweckmäßige Schleusenordnung geregelt werden, dass der Verbrauch gegenüber dem Censum des für die Floss- und Schifffahrt dienenden Wehrdurchlasses nicht größer ausfalle.

Die ferner in Betracht zu ziehenden Schiffmühlen beziehen ihr Wasser aus der zweiten, unterhalb der Neumühlen und des städtischen Wasserwerkes gelegenen Haltung, welche durch das gegenwärtige, in geknickter Form sich hinziehende sogenannte Streichwehr nördlich begrenzt wird. Der projectirte Kanal durchschneidet dieses Bassin, welches einen Wassersammler für diese Mühlengruppe bildet. Behufs Erhaltung der vollen Wasserkraft war es somit nothwendig, hier die Stau- und Abflussverhältnisse nicht zu ändern, da anderenfalls die Müller vollständig Recht gehabt hätten, zu protestiren.

Vor Allem musste daher ein ebensolches Streichwehr, wenn auch in anderer Form, so doch in gleicher Höhe und Länge wie das bestehende beantragt werden, um bei steigendem Zuflusse nicht etwa einen Rückstau für die Neumühlen hervorzurufen.

Für den in Wegfall kommenden Theil des alten Bassins musste ebenfalls Ersatz geboten werden. Es wurde daher projectirt, die in das gegenwärtige Bassin vortretende Spitze der Kroneninsel bis auf 1·0 *m* Tiefe abzutragen, so dass ein gleich grosses Bassin, wie das frühere, wieder hergestellt wird.

Eine weitere Fürsorge war auf den Ablauf der Helmer Mühlen gerichtet, welche bei Normalwasser etwa 20 m^3 Wasser haben. Das Wasser, welches von den Helmer Mühlen kommt, würde sich mit grosser Geschwindigkeit in den Kanal stürzen und die Schifffahrt hemmen. Aus diesem Grunde, und damit die bestehenden Rechtsverhältnisse der Müller aufrecht erhalten werden, haben wir zur Fixirung des Unterflusswassers dieser Mühlengruppe ein sogenanntes Grundwehr angelegt. Hier wird bei einem Gefälle von 1·7 *m* eine Wasserkraft von etwa 400 Pferdekraft gewonnen, die seinerzeit entweder für hydraulische Betriebsanlagen oder sonstige technische Zwecke und industrielle Anlagen nutzbringend verwertet werden kann. In der Kanalstrecke zwischen der Hetz- und Kroneninsel befindet sich die erste Kammerschleuse, im Neumühlwehr die zweite Schleuse. Beide waren mit Rücksicht auf die Verhältnisse, wie sie die Mühlwerke erfordern, nothwendig. Die Verlegung des bestehenden Weges auf der Kroneninsel wurde deshalb beantragt, weil der Weg in dieser Form nicht benützt werden konnte, da die eiserne Brücke, die wir auch anlegen müssen, hochwasserfrei sein muss, und die Entwicklung der Rampen wegen der Höhenlage der Gebäude und der ungünstigen Form und Breite auf der Hetzinsel nicht thunlich war. Es musste hiernach eine günstigere Stelle für die Uebersetzung gewählt werden, wie dies im Projecte ersichtlich ist. Anstoßend an die erste Kammerschleuse wurde ein Vorhafen projectirt, welcher den Zweck hat, dass die Schiffe, welche zur Schleusung kommen oder gehen, sich hier aufhalten können; derselbe ist so groß, dass sich mehrere Schiffe und zwar sechs größere oder neun kleinere Elbefahrzeuge daselbst aufhalten können, und ich glaube, dass es wohl auch dazu kommen wird, dass die industriellen Werke der Nachbarschaft den Hafen benützen werden, um hier zu laden und zu löschen.

Für das bereits früher erwähnte Streichwehr, das hier angelegt wird, bestehen zwei Projecte. Es ist ein hölzernes Wehr und eines aus Eisen projectirt. Wir werden uns wahrscheinlich für das Eisen entschliessen, weil es mit der Dauerhaftigkeit im Einklange steht.

Was die Kammerschleusen betrifft, so haben wir uns ähnlicher Mittel bedient, wie selbe am Main angewendet werden. Diese Anlagen am Main werden anerkanntermaßen als vorzüglich bezeichnet. Die Schleusen werden mit eisernen Thoren, Thorschützen und Umläufen mit Drehschützen ausgerüstet; sie werden vom Hochwasser überströmt, nachdem von der Aufführung der Schleusenhäupter über den höchsten Wasserstand wegen der damit verbundenen Uebelstände, wie der zu großen Höhe der Thore, Umgang genommen wurde.

Ich nehme keinen Anstand, die Schleusen den Einwirkungen der Hochwässer und des Eises auszusetzen, nachdem wir in Böhmen sowohl an der Sazawa wie an der Moldau, oberhalb Prag, Granite besitzen, welche bei ausserordentlicher Dichte (spec. Gewicht 2·7) ebenso große Härte und Wetterbeständigkeit besitzen. Wir sind daher in der glücklichen Lage, das anerkannt beste Material für das Schleusenmauerwerk in Anwendung bringen zu können.

Ich erlaube mir bei diesem Anlasse auf die bereits früher von mir in der Vereins-Zeitschrift beschriebene Kammerschleuse bei Zupanowitz an der Moldau hinzuweisen, welche nach den neuesten Forschungen im Jahre 1725 von Professor Schorr an der bestandenen Ingenieurschule in Prag erbaut wurde. Diese, also seit nahe 170 Jahren bestehende Kammerschleuse, welche seit Gedenkens nicht mehr in Function, und allen Einflüssen des Hochwassers und dem Eisstoße preisgegeben war, hat sich während dieser langen Zeit bis gegenwärtig trotzdem, und zwar Dank des hiezu verwendeten Materiales, so vorzüglich erhalten, dass bis heute das Mauerwerk nahezu unversehrt geblieben ist. Nur an der Wasserseite haben Unterwaschungen stattgefunden. Ich habe dieses Bauwerk wieder in Stand setzen lassen, um es als Denkmal der früheren Hydrotechnik für die weitere Zukunft zu erhalten.

Die projectirten Schleusen (Fig. 7—11, Taf. XXV) erhalten im Unterhaupte zwei Thorpaare, und zwar eines für eine nutzbare Länge von 48·5 *m*, das zweite auf eine nutzbare Länge von 65 *m*, welche für die verschiedenen Längen der zur Schleusung kommenden Fahrzeuge (Budweiser Moldauzillen und Elbekähne) behufs möglichster Oekonomie im Wasserverbrauche

gewählt wurden. Die Weite in den Thoren beträgt bei beiden Schleusen 9 *m* und die Tiefe ober dem Drempel bei Nullwasser 2·0 *m*. Das Gefälle der Schleuse bei der Hetzinsel beträgt 2·877 *m*, jenes bei der oberen Schleuse dagegen nur 1·54 *m*, ausserdem unterscheiden sich beide Schleusen auch noch dadurch, dass die obere keinen Drempelsprung besitzt, während bei der unteren ein solcher angewendet wurde. Es musste dies aus dem Grunde erfolgen, weil sonst zwischen den beiden Schleusen sehr tiefe Baggerungen hätten vorgenommen werden müssen, welche einestheils mit grossen Kosten verknüpft, andererseits aber für die Zukunft nicht zu erhalten gewesen wären.

Bei der Hetzinsel ist in Verbindung mit der Schleuse ein Nadelwehr projectirt worden, welches umgelegt wird, um die Hochwässer durchzuführen. (Fig. 4—7, Taf. XXIV.) Dass die Gründung dieser Schleuse eine sehr schwierige sein wird, geht daraus hervor, nachdem die Wassertiefe daselbst über 6 *m* ist. Es ist beantragt gewesen, die Fundirung mit Fangdämmen durchzuführen; die sich ergebenden Schwierigkeiten waren aber derartige, dass bereits mit dem Vertreter der Unternehmung das Uebereinkommen getroffen wurde, eine Caissonfundirung auszuführen. In Bezug auf die innere Einrichtung dieser Schleusen haben wir uns auch an die Vorbilder am Main gehalten, natürlich wie schon früher bemerkt, unter Berücksichtigung der localen Verhältnisse. Hier glaube ich noch aufmerksam machen zu sollen, dass das Helmer Wehr durchschnitten und in die Hetzinselspitze eingebunden wird. Es besteht gegenwärtig im Helmerwehr ein Durchlass für Flösse, welcher auch weiterhin verbleiben und der Flossfahrt dienen wird.

Es wird daher in Hinkunft der Hauptarm für die Flösse allein benützt werden, während die Schifffahrt auf den Kanal angewiesen ist. Bei den Berathungen der Enquête wurde beantragt, behufs besseren Verschlusses der Wehrdurchlässe Trommelwehre anzuwenden. Dieser Antrag ist jedoch bei dem Projecte nicht berücksichtigt worden, und zwar aus mehreren Gründen, die die Herren gewiss würdigen werden. Wir haben in Prag in der Moldau eine ausserordentlich starke Geschiebeführung: dass Geschiebe und namentlich das feinere Geschiebe, Trommelwehre ausser Function setzen, haben wir in Charlottenburg gesehen; ferner würde die Herstellung und Reparatur des Trommelwehres die jedesmalige vollständige Einstellung der Flossfahrt bedingen. Abgesehen von den Kosten und Schwierigkeiten, welche die Anordnung der Trommelwehre bei der felsigen Beschaffenheit des Untergrundes überhaupt verursachen würde, wären diese Trommelwehre bei der exponirten Lage inmitten des Flusses den Einwirkungen des Hochwassers und Eisganges vollständig preisgegeben. An Stelle des Trommelwehrverschlusses wurde vorläufig ein doppelter Verschluss mit sechseckigen Nadeln beantragt, der sehr rasch eingesetzt und entfernt werden kann. Die Frage des Bestandes der Wehre ist bei der Enquête sehr gründlich erörtert worden.

Die Verhältnisse sind in Prag ganz eigenthümlich. Es ist wohl nirgends so schwer, etwas durchzuführen, wie in Prag. Wir haben es mit 48 Wasserwerken zu thun, diese repräsentiren, wenn wir ein Wasserwerk mit nur 60.000 fl. annehmen, einen Wert von rund 5 Millionen Gulden. Ich bin aber überzeugt, dass sobald wir heute mit Ablösungsanträgen kommen, 10 und 12 Millionen nicht hinreichen. Es haben sich auch schon einige Mühlenbesitzer in dieser Angelegenheit an mich gewendet und sogar 600.000 bis 800.000 fl. gefordert. Es ist also eine Beseitigung der Wehre überhaupt nicht möglich abgesehen davon, dass doch die Situation von Prag, die ja wirklich schön genannt werden muss, nicht leicht geändert werden kann. Die Wehre bilden aber auch nicht unwesentliche Wasserhaltungen für kleines Wasser. Wir haben manchmal in der Moldau so kleine Wasserstände, dass, wenn man die Moldau unterhalb Prags ansieht, man staunt, dass dies die Moldau ist.

Ich will aber den künftigen Projecten nicht vorgreifen. Die Kammerschleusen werden ja immer an die Ufer gelegt werden müssen und wenn einmal die Wehre geändert werden sollten, können die Kammerschleusen unter allen Umständen fortbestehen. Ich setze nämlich voraus, dass bewegliche Wehre gemacht, dass also diese Wehre senkrecht auf den Fluss gelegt werden.

Wir haben jetzt leider in Prag sehr traurige Erfahrungen bezüglich unserer Brücken gemacht. Die Palackybrücke ist 7·88—9·0 *m* unter dem Normalwasser fundirt. Die Hochfluth im Monate September 1891 verursachte daselbst nach den Aufnahmen des Ingenieur M a c h u l k a Auskolkungen bis zu 6·70 *m* Tiefe, so dass nur etwa noch 1 *m* fehlte und die Caissons dieser Brücke wären vom Hochwasser bereits unterspült worden.

Was an unserer alten Karlsbrücke geschehen ist, ist den Herren bekannt. Wenn wir uns nun die Wehre wegdenken, so bin ich überzeugt, dass bei einem Hochwasser von 6 *m* die Brücken nicht weiter existiren können. Die Fundamente würden blossgelegt werden und es wäre eine derartige Unterwaschung zu befürchten, dass die Brücken überhaupt einstürzen müssten.

Ich will nun noch einige Angaben bezüglich des Geldaufwandes zu diesem Projecte hinzufügen. Der Holeschowitzer Hafen ist mit 1,350.000 fl., veranschlagt, die Erweiterung des Karolinenthaler Hafens mit 450.000 fl. und der Schifffahrtskanal mit 1,895.000 fl., zusammen rund 4 Millionen. Es ist dies eine große Summe. Ich kann Ihnen aber zu meiner Freude die Mittheilung machen, dass der Landtag des Königreiches Böhmen beschlossen hat, über Anregung der hohen Regierung einen Beitrag bis zu 2 Millionen zu leisten, die Stadtgemeinde Prag einen Beitrag von rund 180.000 fl. und dass die hohe Regierung in ihrem heurigen Budget die Bereitwilligkeit gezeigt hat, für die weiteren Geldmittel zu sorgen. Der böhmische Landtag hat bereits 400.000 fl. in das heurige Budget aufgenommen, wir sind also in der glücklichen Lage, den Bau beginnen zu können. Ich glaube, dies wird Sie Alle erfreuen. Ich würde auch nicht mit einem Projecte hieher gekommen sein, welches in der Luft schwebt. Projecte werden von uns Technikern, wie sie wissen, viele gemacht; ich bin gekommen, weil ich Sie mit einem Projecte bekannt machen wollte, welches thatsächlich verwirklicht und mit dessen Ausführung im heurigen Jahre begonnen werden wird.

Ich lade Sie nun ein, wenn Sie nach Prag kommen, mich zu besuchen, um Ihnen zu zeigen, wie wir den Bau

führen und es würde mich ausserordentlich glücklich machen, wenn ich es erlebe, dass ich durch die Kammerschleuse mit dem ersten Schiffe hindurch fahre. Es wird auch für Prag ein gerechter Stolz sein, dass es eine Kammerschleuse erhält, wie eine solche in Oesterreich leider nirgends fungirt.

Um noch mitzutheilen, wer den Bau durchführen wird, so erwähne ich, dass wir eine Unternehmung haben, die sich im Verlaufe von vielen Jahren durch Solidität und hervorragende Leistungen bewährt hat. Ich sage dies ganz objectiv und ich wünsche mir, wieder mit dieser Unternehmung zu thun zu haben. Dieselbe steht mit uns noch in einem Vertragsverhältnisse und sie ist nicht blos verpflichtet, sondern auch berechtigt, alle Wasserbauten an den Reichsflüssen in Böhmen durchzuführen. Bei dieser Gelegenheit will ich noch nach Verdienst den leitenden Ober-Ingenieur der Firma A. Lanna, Herrn Fiegert nennen, weil er in jeder Richtung von dem Streben, Gutes zu schaffen, durchdrungen ist.

Ich habe hiemit in Kürze die Grundzüge des Projektes dargelegt und könnte natürlich noch Vieles über den Gegenstand sprechen. Ich kann aber bezüglich vieler Einzelheiten auf die ausgelegten Pläne verweisen und bin auch gerne bereit, weitere Aufklärungen zu geben, falls solche gewünscht werden.

Discussion zu vorstehendem Vortrage.

Professor Oelwein: Nachdem wir heute seit langer Zeit zum ersten Male einen k. k. Oberbaurath über ein Kanalisirungs-Project, welches bereits genehmigt ist, hier haben sprechen hören, könnte man glauben und wollen wir es auch hoffen, dass die Morgenröthe für die Wasserstraßen in Oesterreich bereits zu dämmern beginnt. Aus diesem Grunde wollen wir unseren Collegen v. Scheiner hier doppelt begrüßen, einestheils weil er dieses von den Staatsorganen verfasste Project zuerst in unserem Vereine zur Sprache brachte, und anderntheils, weil er und Ministerialrath Rössler endlich das Eis gebrochen haben, denn bisher haben wir von den meisten, von den Staatsorganen ausgeführten und oft sehr interessanten Bauten nur selten etwas zu hören oder zu lesen bekommen.

In der That zeichnet sich Böhmen durch viele hervorragende Leistungen im Wasserbaufache aus und gehört die Regulirung und Kanalisirung der Moldau in Prag zu den dankbarsten und wichtigsten Aufgaben auf diesem Gebiete.

Die Herren Collegen werden vielleicht noch nicht Alle die heute erschienene Wochenschrift (Nr. 8 ex 1891) ganz gelesen haben und wird es Ihnen daher vielleicht entgangen sein, dass in dieser Nummer die statistischen Verkehrsdaten über die Schifffahrt auf der Elbe im Jahre 1890 veröffentlicht wurden. Ich will nur zwei Zahlen aus diesen Ziffernreihen nennen. Der Verkehr auf der regulirten Elbe hat sich vom Jahre 1889 bis zum Jahre 1890 von 2,174.104 *t* auf 2,726.296 *t*, d. i. um 25·1% gehoben. Dies ist eine so gewaltige Ziffer, dass man wirklich, wie ich es auch that, sagen kann, die Ingenieure der k. k. Statthalterei in Prag können auch auf den großen wirthschaftlichen Nutzen stolz sein, den sie durch die ausgezeichnete Regulirung und Schiffbarmachung der Elbe der böhmischen Industrie und der heimischen Production mitgeschaffen haben.

Ich habe vor zwei Jahren an der Enquête theilgenommen, die wegen der Kanalisirung der Moldau in Prag getagt hat und bin damals mit dem geehrten Herren Kollegen Scheiner in vielen Punkten in heftiger Opposition gewesen. Heute erkläre ich sehr gerne, dass ich über viele dieser Dinge, nunmehr im Projecte Aufklärungen erhalten habe und dass ich ihm heute in vielen Punkten vollkommen beipflichten kann. Ein Hauptpunkt, der uns zu wiederholten Auseinandersetzungen geführt hat, war der, dass wenigstens ein Theil der alten im Weichbilde der Stadt bestehenden Wehre, welche gegenwärtig alle im alten Zustande belassen werden sollen, nach meiner Ansicht durch bewegliche Wehre hätte ersetzt oder dass wenigstens in diese Wehren weite Grundablässe eingebaut werden sollen. Ich gebe aber gerne zu, dass diese Lösung einen bedeutenden Geldaufwand erfordert hätte und großen Schwierigkeiten seitens der Wasserberechtigten begegnet wäre.

Das Bessere ist aber oft der Feind des Guten. Ich stellte diese Bedingung, um einen möglichst gleichmäßigen Wasserspiegel bei Nieder- und Hochwasser herstellen zu können und um damit jene unleidlichen sanitären Misstände innerhalb der Stadt Prag zu beseitigen, die jetzt in Folge der grossen Wasserschwankungen und festen Wehre herrschen und noch weiterhin herrschen werden. Dies ist aber eine Sache, die nur die Stadtgemeinde sehr nahe angeht, welche daher einzig und allein ein eminentes Interesse hätte, diese Verhältnisse zu saniren. Zur Liebe kann man aber Niemand zwingen. Immerhin wird dies eine Angelegenheit sein, deren Austragung einer späteren Zukunft vorbehalten bleibt, die aber mit der vorliegenden Angelegenheit der Kanalisirung in keinem directen Zusammenhange steht. Die Herstellung des einen Werkes schliesst nicht die nachträgliche Sanirung der Wasserstands-Schwankungen aus.

Heute sind die Verluste an Wasser durch die bestehenden Wehre ganz bedeutend; es gehen rund 20 m^3 Wasser per Secunde verloren, die bei solid gebauten Wehren erspart werden könnten. Uebrigens ist diese Angelegenheit jetzt eine Nebenfrage und ich erkläre nochmals, dass ich es ganz begreiflich finde, dass man mit Rücksicht auf die wirklich schwierigen Wasserrechtsverhältnisse, zumal die Kommune Prag auf diese Sanirung der sanitären Uebelstände keinen Wert legt, die alten Wehre bestehen lässt.

Wie ist denn die Frage eines Winterhafens plötzlich aufgetaucht? Bei einem schiffbaren Strome musste jedes zielbewusste Städtewesen sofort die Frage aufwerfen, wohin mit den Schiffen, wenn der Winter kommt und so ist selbstverständlich die Frage des Winterhafens aufgerollt werden, als man sich mit der Schiffbarmachung der Moldau bis und durch Prag beschäftigte. So kam man auf die Idee eines Holeschowitzer Hafens.

Wir haben uns auch über diese Anlage bei der Enquête genügend auseinandergesetzt, denn vom Standpunkte unserer Staatsbahnverwaltung ist dieser Hafen keineswegs sehr glücklich gewählt. Die österr.-ung. Staatseisenbahn-Gesellschaft hat es allerdings sehr bequem; sie schafft sich mit einer kurzen

Rampe die Verbindung von ihrem Bahnhofe in Bubna. Wir aber müssen entweder von Lieben aus mit einem Geleise über die Moldau herankommen oder von einer Station der Franz Josefs-Bahn aus eine Verbindungsbahn über Karolinenthal und über die Moldau herstellen, die circa 1·6 Millionen Gulden kosten wird.

Deshalb hätten wir uns lieber eine andere Lösung gewünscht. Der Herr Oberbaurath hat diese Frage allerdings weniger berührt, wir aber haben aus diesem Grunde vor Allem die Erweiterung des schon bestehenden Karolinenthaler Hafens verlangt und uns gesagt: Bevor der Holeschowitzer Hafen gebaut ist, soll man vor Allem den Karolinenthaler Hafen, der schon vorhanden ist, soweit erweitern, damit wenigstens 160—180 Bote in Prag überwintern können. Damit wäre nicht nur dem dringendsten Bedürfnisse der heute schon bestehenden Schifffahrt abgeholfen, sondern auch den am rechten Ufer liegenden Bahnen die Möglichkeit geboten, mit geringeren Ausgaben mit der Moldauschifffahrt in engen Contact zu treten.

Dies glaubte ich bemerken zu sollen; es fällt mir aber nicht ein, durch diese meine sachlichen Bemerkungen das große Verdienst der k. k. Ingenieure in Prag und ihres ausgezeichneten Vorstandes im Geringsten zu schmälern. Obwohl ich nur an den Arbeiten der Enquete betheiligt war, bin ich doch in der Lage, Ihnen zu versichern, dass hier sehr verquickte und schwierige Fragen vorlagen, die durch vorliegendes Project glücklich gelöst zu sein scheinen.

Hafenbaudirector Bömches: Der Herr Vortragende hat gestattet, an ihn Anfragen richten zu dürfen, und ich mache von dieser Erlaubnis Gebrauch, indem ich um eine freundliche Auskunft ersuche.

Wie wir gehört haben, wird der Karolinenthaler Hafen erweitert und ein neuer Hafen in Holeschowitz angelegt werden. Nun ist der erstgenannte Hafen für die Nordwestbahn sehr günstig gelegen, indem sie heute schon an demselben ihre Geleise-Anlagen besitzt und dort den Umschlag der Waaren von der Bahn zum Fluss und umgekehrt bewerkstelligen kann. Offenbar wird jedoch der Central-Umschlagplatz, respective der Schwerpunkt des Waaren-Umsatzes zwischen Bahn- und Wasserstraße seinerzeit in Holeschowitz sich befinden. Ich erlaube mir daher, die Frage zu stellen:

Ist es vorgesehen, dass alle in Prag einmündenden Bahnen ohne Unterschied an den Holeschowitzer Hafen werden anlegen und ihre Waaren-Manipulation verrichten können, oder wird etwa eine einzelne Bahn bevorzugt werden? Denn nach der Situation ist es die Staatseisenbahn-Gesellschaft, welche, weil dem Centralhafen am nächsten gelegen, am leichtesten mit ihren Geleisen sich anschliessen kann, während die Staatsbahnen, wegen der großen Entfernung ihres Bahnhofes nur auf einem langen Umwege und mit erheblichen Kosten eine Scheppbahn zum Holeschowitzer Hafen würden anlegen können.

Ich bitte daher um gefällige Auskunft, ob es den anderen durch ihre Lage weniger begünstigten Bahnen gleichfalls gestattet sein wird, ihre Geleise zu dem Holeschowitzer Hafen zu führen und dort den Umschlag ihrer Waaren zu bewerkstelligen?

Oberbaurath Ritter von Scheiner: Ich habe die Ehre mitzutheilen, dass alle Anlagen, insoferne sie oberirdisch sind, die Bahngeleise, die Rangirbahnen, zum Theile die Straßen, die Lagerhäuser nicht in das Project einbezogen sind, sondern wir sind von dem Grundsatze ausgegangen, dass sie Derjenige auszuführen haben wird, der sie braucht. Wenn die hohe Regierung beschließt, ein Lagerhaus zu bauen, werden wir es bauen. Ich habe keine andere Bahnverbindung projectirt, als die der Staatseisenbahn, die Buschtehrader Bahn kann mittelst der Staatsbahn hereinkommen. Es ist auch die Frage, ob die Anlagen um den Hafen neutral werden sollen oder nicht, gar nie erörtert worden. Wir werden den Hafen so fertig machen, wie er im Projecte steht. Die Staatseisenbahn-Gesellschaft ist die nächstgelegene Bahn und deshalb bin ich mit ihr in Verhandlung getreten, auf welche Weise sie in den Hafen gelangen soll. Es sind dies die Geleise, die im Plane dargestellt sind.

Civil-Ingenieur Biziste: Der Herr Vortragende hat, soviel ich verstanden habe, erwähnt, dass eine Verbindung des Holeschowitzer Hafens mit dem oberen Theil der Moldau durch einen Kanal zuerst geplant war, dass diese Verbindung aber aus dem Grunde unterblieben ist, weil dieser Kanal dem Eisgange ausgesetzt wäre. Ich möchte mir die Frage erlauben, ob es nicht möglich gewesen wäre, diesen Kanal von unterhalb der Eisenbahnbrücke aus zu machen. Dort ist höheres Terrain, und da möchte ich fragen, ob es nicht möglich wäre, den Kanal an der Grenze zwischen dem Inundations- und dem höheren Terrain herüberzuführen. Es würde dadurch eine sehr bedeutende Fläche gewonnen, die als Winterhafen verwendet werden könnte und es würde für diesen Kanal nur sehr wenig Aushub nothwendig sein. Zwischen dem Kanale und dem projectirten Holeschowitzer Hafen wäre eine Kammerschleuse anzulegen, unterhalb der Eisenbahnbrücke könnte eventuell eine Fluthschleuse genügen, und der obere Kanal bei normalem Wasserstande der Moldau im Niveau derselben verbleiben.

Oberbaurath Ritter von Scheiner: Ich erlaube mir aufzuklären, dass der Hauptarm nicht für die Schifffahrt dienen wird; er wird nur für die Hochfluth und Flossfahrt bleiben. Unser Schifffahrtskanal mündet bei der Ausmündung des Karolinenthaler Hafens aus. Von dort aus könnte ein Schiff nicht in die Einfahrt des Kanals zum Holeschowitzer Hafen einlaufen, und selbst abgesehen hievon ist dieses Terrain noch im Hochwasser. Unsere Schiffe kommen, wie bereits erwähnt, beim Munde des Karolinenthaler Hafens in den Hauptfluss zurück, und müssen flussabwärts bis zur Mündung des Holeschowitzer Hafens gehen und können dann ungehindert einlaufen.

Neuere Bestrebungen auf dem Gebiete der Binnenschifffahrt.

Die Seilzug-Systeme von M. Lévy und G. Rigoni. — Der Schifffahrts-Canal Amsterdam-Merwede.

Vortrag, gehalten vom Schifffahrts-Gewerbe-Inspector, Regierungs-Rath A. Schromm in der Fachgruppe der Bau- und Eisenbahn-Ingenieure.*)

(Hiezu Taf. XXVI–XXVIII.)

I. Allgemeine Betrachtungen über die technischen Schwierigkeiten des mechanischen Seilschiffszuges.

Die Schwierigkeiten, welche bei Anwendung eines durch eine feststehende Maschine bewegten Drahtseiles ohne Ende zur Fortbewegung von Schiffen auftreten, sind folgende:

1. In Folge des schiefen Zuges, welchen das Schiffsschlepptau auf das, längs des Ufers hinlaufende Transmissionskabel ausübt, ist beständig das Bestreben vorhanden, dieses Kabel aus den Nuten der Leit-, beziehungsweise Führungsrollen herauszureissen.

2. Jedesmal, wenn das Anhängetau des Schiffes bei einer Leit-, beziehungsweise Führungsrolle ankommt, tritt dasselbe gleichzeitig mit dem Transmissionskabel in in die Rollennut ein. Nun muss aber aber das Letztere in dieser Nut bleiben, während Ersteres sofort wieder aus dieser Nut heraustreten soll. Gerade diese zwei ganz entgegengesetzten Erfordernisse zu erfüllen, ist eine der Hauptschwierigkeiten des ganzen Problems; schwierig schon in geraden Strecken, aber noch viel schwieriger bei concaven Canalufern.

3. Das beständig in Bewegung befindliche Transmissionskabel läuft in ziemlicher Höhe über den Troppelweg, so dass es schwierig ist, das Anhängetau des Schiffes zu befestigen; es muss daher die Anbindevorrichtung derart eingericht sein, dass selbst kleine Matrosen im Stande sind, schnell und sicher dieses Anhängetau an das Kabel zu befestigen.

4. Ist nun diese Vorrichtung angebracht, so darf das Kabel das Anhängetau, beziehungsweise das Schiff nicht sofort in Bewegung setzen. Der Matrose muss genügend Zeit haben, um ruhig auf sein Schiff zurückkehren zu können; er muss es überdies in seiner Macht haben, das Schiff erst dann fortbewegen zu lassen, wann er es wünscht.

5. Die Ingangsetzung des Schiffes darf nicht plötzlich erfolgen sondern nur in sanfter Weise, also ohne Stoßwirkung.

6. Während der Fortbewegung des Schiffes, muss der Schiffsführer jeden Augenblick von seinem Standpunkte aus in der Lage sein, also ohne das Schiff verlassen zu müssen, den Gang des Schiffes unterbrechen zu können, sei es nur auf wenige Minuten (in welchem Falle er sich vom Kabel nicht loszumachen braucht), sei es, um sich ganz loszulösen, damit die nachfolgenden Schiffe vorbeifahren können, in welchem Falle er das Anhängetau sammt Anbindevorrichtung ganz wegnehmen muss.

Ueber die Drehbewegung des Transmissionskabels und die daraus folgende Schwierigkeit für die Anbindevorrichtung des Anhängetaues. Die Erfahrung hat gelehrt, dass ein in Bewegung befindliches Kabel sich beständig um seine eigene Achse dreht, ähnlich wie eine Schraubenspindel in der Mutter. Diese Bewegung lässt sich leicht beobachten. Klebt man beispielsweise an die dem Kanalufer zugekehrte Seite des Kabels ein Stück Papier, so findet man, nachdem dieses Papier einen Weg von 6—7 *m* zurückgelegt hat, dasselbe auf der anderen Kabelseite; es hat also eine halbe Windung der Schraube durchgemacht. Nach weiteren 6—7 *m* befindet sich das Papier wieder auf der vorderen Kabelseite und in dieser Schraubenlinie bewegt es sich weiter.

Diese drehende Bewegung des Kabels gestattet daher nicht, das Anhängetau fest mit demselben zu verbinden, denn es würde sich einfach um das Kabel herum rollen, so zwar, dass nach etwa 150—200 *m* Fortbewegung das gesammte Anhängetau aufgerollt wäre.

Eine brauchbare Anbindevorrichtung muss sonach unbedingt aus zwei von einander ganz unabhängigen Bestandtheilen zusammengesetzt werden, nämlich:

a) aus einem auf dem Kabel fest angebrachten Theile, welcher die drehende Bewegung des Kabels mitmacht, und

b) aus einem das Kabel umgebenden ringförmigen Theile, welcher dem Kabel folgen kann, ohne jedoch sich zu drehen.

An diesem zweiten Theile nun wird das Anhängetau des Schiffes befestigt. In Folge des Zuges (durch das fortzubewegende Schiff) wird dieser Ring gegen den ersterwähnten, auf dem Kabel festsitzenden Theil gedrückt, welch' letzterer also als Mitnehmer dient.

Es muss hier besonders hervorgehoben werden, dass die Form des Mitnehmers von großer Wichtigkeit ist und eines besonderen Studiums bedarf. Wenn dieser Mitnehmer auch nur die kleinste Erhöhung oder Verstärkung (Wulst etc.) an seinem Vordertheile besitzt, so genügt diese schon, um das Anhängetau zum Aufwickeln zu bringen.

Nachdem ich bereits im III. Hefte 1890 unserer Zeitschrift eine Beschreibung des Seil-Schiffzugs-Systemes von M. Lévy und E. Oriolle gegeben habe, erübrigt es nur noch, jene wesentlichen Verbesserungen zu besprechen, welche Herr Chef-Ingenieur Lévy, gestützt auf die nun $1^1/_2$jährige Erfahrung mit seinem auf dem Kanale St. Maur in Verwendung stehenden Seilzuge, daran angebracht hat.

Diese Verbesserungen wurden von Herrn Lévy gelegentlich des IV. internationalen Binnenschifffahrts-Congresses in Manchester (1890) in einer Sitzung mitgetheilt. Sie beziehen sich sowohl auf die Art und Weise der Zusammensetzung des Transmissionskabels, als auf die Construction der Anbindevorrichtung.

*) Die nachstehenden Mittheilungen knüpfen an eine Veröffentlichung über den Seilschiffzug, System Lévy und Oriolle, an, welche im IV. Hefte des Jahrg. 1890 d. Zeitschr. enthalten ist. Die volkswirthschaftliche Wichtigkeit der auf die Entwicklung und Erleichterung der Binnenschifffahrt hinzielenden Bestrebungen, insbesondere auch für Oesterreich, wird es rechtfertigen, dass auf diesen Gegenstand neuerlich zurückgekommen wird. D. R.

II. Das verbesserte Seilschiffzugsystem von Lévy.

Zusammensetzung des Transmissionskabels.

Das Transmissionskabel bildet den wesentlichsten und auch kostspieligsten Theil des Schiffzugs und es muss daher seiner Construction und seiner Erhaltung die größte Aufmerksamkeit zugewendet werden.

Das von Herrn Lévy angewandte Kabel ist in seiner Gänze metallisch; es besitzt keine Hanfseele. Die Erfahrung hat nämlich gezeigt, dass Drahtseile mit Hanfseelen sich nach einer gewissen Zeit deformiren, wodurch an ihrer Oberfläche Unregelmäßigkeiten entstehen, welche für die Dauerhaftigkeit sehr nachtheilig sind.

Uebrigens ging Herr Lévy nicht ohne Besorgnis daran, ein 10 *km* langes, ausschliesslich metallisches Kabel, welches überdies nur von einzigen Maschine bewegt wird, einzurichten. Die Befürchtung lag ja gewiss nahe, dass durch die Steifheit eines solchen Kabels ein grosser Theil der Kraft der Betriebsmaschine aufgezehrt werde. In Wirklichkeit stellte sich die Sache jedoch anders, und zwar günstiger. Wenn nämlich das Kabel, bevor man es theert, in Oel getaucht wird, so erhält dasselbe eine große Weichheit und Geschmeidigkeit; die Erfahrung zeigte, dass zur Bewegung des leeren Kabels, d. h. ohne Schiffsanhang, pro Kilometer Kanallänge nicht mehr als eine Pferdekraft nothwendig ist, obwohl in der Versuchsstrecke zwei Kabelsectionen (die Antriebmaschine in der Mitte) mit den hierzu nothwendigen Führungs- und Antriebrollen und Spannvorrichtungen sind, welche für sich allein schon eine bedeutende Kraft in Anspruch nehmen.

Das gegenwärtig seit 18 Monaten in Verwendung stehende Kabel besteht aus 7 Litzen, wovon jede aus 19 Drähten von 2 *mm* Stärke zusammengesetzt ist. Die mittlere Litze, welche die Seele des Kabels bildet, besitzt ausschliesslich ausgeglühte Drähte. Die übrigen 6 Litzen haben als Seele je einen ausgeglühten Draht, während die herumliegenden 18 Drähte aus gehärtetem Stahle bestehen. Das Gewicht pro laufenden Meter dieses Kabels beträgt 3·65 *kg*.

Bei der Berechnung des Widerstandes gegen Zerreissen wurden die den 6 Litzen entsprechenden Stahlseelen nicht berücksichtigt; es verbleiben somit nur $6 \times 18 = 108$ Drähte aus gehärtetem Stahle mit einem Gesammtquerschnitte von 339·12 mm^2. Wenn man nun jedem Strange des Kabels eine permanente Spannung von 5 Tonnen gibt, so enthält man somit pro 1 mm^2 Kabelquerschnitt eine permanente Inspruchnahme von ca. 15 *kg*.

Die gehärteten Stahldrähte wurden auf eine Zerreiss-Festigkeit von 160 *kg* pro mm^2 erprobt; deren Elasticitätsgrenze betrug 75 *kg*. Ueberdiess mussten diese Drähte noch 20 doppelte und entgegengesetze Durchbiegungen von circa 1 *cm* Radius vertragen, ohne zu brechen. Das ganze Kabel wurde schliesslich auf eine Zerreiss-Festigkeit von 50 Tonnen erprobt.

Einfluss des Durchmessers der Leitrollen auf die Inanspruchnahme des Kabels. Um sich von diesem Einflusse zu überzeugen, liess Chef-Ingenieur Levy 2 Leitrollen von je 0·3 *m* Durchmesser, welche in einer Entfernung von 3 *m* gelagert wurden, herstellen; um diese Rollen wurde ein Kabel ohne Ende gelegt und gespannt. Man steigerte diese Spannung durch allmäliges Entfernen der Rollen bis das Kabel riss. Dieser Versuch wurde öfter wiederholt und es zeigte sich:

1. Dass das Kabel immer an einer Stelle riss, welche auf einer der Rollen auflag und

2. dass die Zerreiss-Festigkeit nie unter 45 Tonnen betrug.

Man kann daher aus diesen Versuchsresultaten ganz gut den Schluss ziehen, dass ein kleiner Rollendurchmesser das Kabel lange nicht in dem Maße beansprucht, als dies bisher angenommen wurde. Die bekannte Formel für die Inanspruchnahme des Kabels in Folge der Biegung desselben auf einer Rolle, fördert absolut falsche Resultate zu Tage, denn diese Formel ergibt, dass bei Rollen von 0·3 *m* Durchmesser die Drähte des Kabels schon durch diese Biegung allein mit 120 *kg* pro mm^2 auf Zug in Anspruch genommen würden, d. h. mit zwei Drittel der Zerreiss-Festigkeit.*)

Dieser Formel gemäß hätte daher das in Rede stehende Kabel schon bei einer Inanspruchnahme von einem Drittel seiner normalen Zerreiss-Festigkeit von 50 Tonnen reissen müssen, d. h. bei einer Belastung von $\frac{1}{3} . 50 = 17$ Tonnen, während dasselbe jedesmal erst bei 45 Tonnen riss.

Diesen Widerspruch zwischen Theorie und der praktischen Erfahrung erklärt Herr Chef-Ingenieur Levy folgendermaßen:

a) Die theoretische Formel nimmt an, dass die beiden auf Zug und Druck bezüglichen Elasticitäts-Coëfficienten vollkommen gleich seien, während es wahrscheinlich ist, dass in einem gehärteten Stahldrahte der auf Zug bezügliche Elasticitäts-Coëfficient viel kleiner ist, als der auf Druck, woraus sich erklären würde, dass die in Folge der Biegung des Drahtes entstehenden Zugspannungen bedeutend kleiner werden, als die Druckspannungen.

b) Nachdem die Kabeldrähte nicht in gerader, sondern in einer schraubenförmigen Linie liegen, so ist auch ihr Krümmungsradius beim Auflegen des Kabels auf eine Rolle nicht gleich dem Halbmesser der Rolle, sondern größer.

In Folge dieser Erfahrungen erklärt auch Herr Levy bei künftigen Installationen seines Systems alle großen und daher auch kostspieligen Leitrollen abzuschaffen und dafür die kleinen, billigen einzuführen.

Spannung des Kabels. Das Kabel erhält eine gewisse und zwar beständige Spannung. Hiedurch soll erreicht werden, dass die durch den schiefen Zug des Schiffes am Kabel, sowohl in horizontalem als auch verti-

*) Die übliche aus der Biegungstheorie abgeleitete Formel für die aus der Steifheit eines um eine Rolle gelegten Drahtseiles herrührenden Spannung lautet:

$$s = \frac{E\delta}{2D}$$

worin E den Elasticitätscoëfficienten für Stahl, δ die Stärke des Drahtes, D den Durchmesser der Seilscheibe bezeichnet. Chef-Ingenieur Levy führt $E = 36.000$ *kg* pro mm^2 ein, woraus nach der Formel:

$$s = \frac{36000}{300} = 120\ kg$$

resultirt.

esem Sinne hervorgerufene Durchbiegung im Maximum nur 0·10 *m* beträgt.

Die Erfüllung dieser Bedingung führte erstens zu der früher erwähnten Zusammensetzung des Kabels, entsprechend einem Eigengewichte von 3·65 *kg* per laufenden Meter, und zweitens zur bleibenden Spannung eines jeden Kabelzweiges von rund 5000 *kg*, so dass das Spanngewicht des Kabels für beide Zweige 10.000 *kg* beträgt.

Diese bleibende Spannung entspricht wie bereits oben erwähnt einer Inanspruchnahme der Stahldrähte von rund 15 *kg* pro mm^2; nachdem nun deren Zerreiss-Festigkeit mit 160 *kg* pro mm^2 nachgewiesen wurde, so folgt daraus, dass die permanente Spannung sie nur mit höchstens $^1/_{10}$ ihrer absoluten Festigkeit und mit $^1/_5$ ihrer Elasticitätsgrenze beansprucht. Diese permanente Spannung wird sonach in keiner Weise nachtheilig auf das Kabel einwirken, im Gegentheile, dieselbe bietet zahlreiche und wertvolle Vorzüge, nämlich:

1. Wenn beispielsweise eine Péniche zu 300 Tonnen an das Kabel angehängt wird, so wird sich nur an der Anbindestelle und da auch nur eine kaum merkbare locale Durchbiegung des Kabels zeigen (siehe Textfigur 1), denn das angehängte 300-Tonnenschiff erzeugt ein Plus an Spannung von 100 bis 150 *kg*, welche im Vergleiche zur permanenten im Kabel wirkenden Kraft von 5000 *kg* verschwindend klein zu nennen ist.

2. Daraus folgt logischerweise eine ganz besondere Regelmäßigkeit in der Fortbewegung der Schiffe. Diese Regelmäßigkeit wird noch durch die Verwendung vollkommen fixer Anbinde-Vorrichtungen erhöht, denn die bei anderen Seilschiffzugsmethoden vorgeschlagenen Zwingen (als Anbinde-Vorrichtung) gleiten von Zeit zu Zeit auf dem Taue, wodurch selbstverständlich Stöße und Erschütterungen im Kabel eintreten müssen.

Fig. 1.

3. Die Ingangsetzung eines Schiffes kann ohneweiters mittelst Hand (d. h. ohne Zuhilfenahme von besonderen Vorrichtungen) geschehen, weil eben die Durchbiegung des Kabels durch das Anhängen eines Schiffes innerhalb zulässiger Grenzen bleibt, während bei Kabeln, die nicht permanent gespannt sind, diese Durchbiegung mehrere Meter beträgt. (Beim Levy'schen Kabel beträgt laut Erfahrung die Durchbiegung bei 70—80 *m* von einander entfernten Kabelführungsrollen infolge Ingangsetzung eines 300 Tonnenschiffes bloss 0·270 *m*.)

4. Die zur Ingangsetzung des Schiffes nothwendige Kraft bleibt dieselbe, gleichgiltig ob diese Operation mittelst Hand oder mittelst eines Apparates geschieht.

Es sei l die Länge des Anhängetaues, welches man beim Ingangsetzen des Schiffes nachlassen will und V die Geschwindigkeit des Transmissionskabels, so ist die zum Ingangsetzen des Schiffes nothwendige Kraft:

$$F = \frac{P\,V^2}{2\,g\,l}$$

in welcher Formel P das Gewicht des Schiffes sammt Ladung und g die Beschleunigung der Schwere bedeutet. (Man kann ohneweiters beim Ingangsetzen eines Schiffes den Widerstand des Wassers ganz gut vernachlässigen, gegenüber jener Kraft, welche zur Ueberwindung des Trägheitsmomentes des Schiffes nothwendig ist.)

Für ein Schiff zu 300 Tonnen und eine Kabelgeschwindigkeit von 1 *m* pro Secunde, beträgt diese Kraft $F = 1000$ *kg*, wenn 15 *m* Anhängetau ausgestochen werden; F wird gleich 1500 *kg*, wenn nur 10 *m* Anhängetau nachgelassen werden.

Chef-Ingenieur Levy lässt das Kabel gegenwärtig nur mit einer Geschwindigkeit von 0·75 *m* bewegen, so dass obige Größen für die notwendige Kraft F auf 560 *kg* (15 *m* Anhängetau) und 840 *kg* (10 *m* Anhängetau) heruntersinken.

Die Kraft von 1000 *kg* (also für eine Kabelgeschwindigkeit von 1 *m* und für 15 *m* ausgestochenes Anhängetau) beträgt nur $^1/_5$ der permanenten Spannung des Kabels; die dadurch erzeugte Durchbiegung des Kabels ist somit ganz unbedeutend und die Inanspruchnahme der Stahldrähte steigt für diesen Moment einfach von 15 *kg* auf:

$$15 + \frac{1}{5} \cdot 15 = 18 \text{ kg pro } mm^2.$$

5. Ein Kabel mit hoher permanenter Spannung bedingt auch eine starke Adhäsion an der Antriebsrolle, man kann daher längere Kanalsectionen damit bedienen, es können gleichzeitig eine grössere Anzahl von Schiffen fortbewegt werden, als bei Transmissionskabeln mit geringer Spannung. Herr Levy berechnete, dass bei der im Vorhergehenden angeführten Kabelspannung, Kanalsectionen von 15 bis 20 *km* Länge (also eine Kabellänge von 30—40 *km*) bedient, und dass so viele Schiffe angehängt werden können, als eben in einer Kanalsection von 15 *km* Länge, mit Berücksichtigung der von der Zeit zur Durchschleusung abhängigen Entfernung der Schiffe untereinander, möglich sind.

Spannvorrichtung für das Kabel. Da, wie bereits früher erwähnt wurde, jeder Strang des Transmissionskabels eine permanente Spannung von 5000 *kg* erhalten soll, so muss die Antriebscheibe, welche auf einem beweglichen

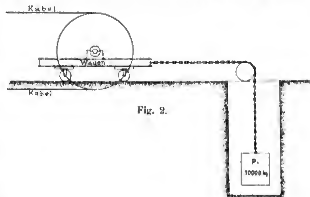


Fig. 2.

Wagen gelagert wird, mit einem Gegengewichte von 10.000 *kg* ausbalancirt werden. Beistehende Skizze (Textfig. 2), versinnlicht diese Anordnung.

Verticale Führungsrollen. (Siehe Tafel XXVI, Fig. 1—3.) Die Rollen, welche bestimmt sind das Transmissionskabel stellenweise zu unterstützen, d. h. zu führen, sind ge-

wöhnliche Rollen, die in eisernen U-förmigen Ständern gelagert sind. Damit das Kabel aus den Nuthen der Rollen nicht herausspringen kann, tragen die erwähnten Träger gerade oberhalb des höchsten Punktes der Rollen horizontale Walzen, welche fest gelagert sind, während beim Systeme Rigoni dieselben sich wie eine Thür öffnen müssen, um der Anhängevorrichtung freien Durchgang zu gestatten, also gerade in dem Augenblicke, wo das Kabel die Tendenz hat, aus der Rolle heraus zu springen.

Die der Wasserseite zugekehrte Fläche der Rollen hat zahnförmige Einkerbungen und überdies zwei gegenüberstehende bis auf den Grund der Nuth reichende Ausschnitte, die nach Kreisevolventen begrenzt sind.

Das Anhängetau bleibt nämlich so lange in der Rollennuth, bis ein derartiger Evolventen-Ausschnitt anlangt; infolge des schiefen Zuges des Anhängetaues tritt dasselbe sofort in diesen Ausschnitt ein und begleitet denselben bei seiner weiteren Drehung ganz zwanglos, weil eben die Evolvente seine natürliche Bahn darstellt. Die zahnförmigen Einkerbungen am Rollenumfange, deren Tiefe ungefähr gleich der Stärke des Anhängetaues ist, treten in Wirksamkeit, wenn das Anhängetau straff gespannt ist (also bei beladenen Schiffen). Hier wird dasselbe bei seiner Ankunft an der Rolle sofort durch einen dieser kleinen Ausschnitte ergriffen, auf den höchsten Punkt hinaufgeführt und auf der andern Seite wieder losgelassen.

Ist das Anhängetau schlaff beim Ziehen von leeren Schiffen, so tritt dann der Fall ein, dass das Anhängetau erst durch einen der beiden großen Evolventen-Ausschnitte mitgenommen wird. Das Ganze spielt sich so einfach und so natürlich ab, dass man gar nicht glauben kann, welche langen Studien und welche eingehenden Versuche nothwendig waren, um dieses günstige Resultat zu erreichen.

Führungsrollen für convexe Canalufer. Bei convexen Canalufern wird die Führung des Kabels gleichfalls durch einfache Rollen bewerkstelligt, welche eine horizontale Lage erhalten und sich auf einem Zapfen bewegen. Das Kabel liegt selbstverständlich auf der vorderen Rollenseite, d. h. in der der Wasserseite zugekehrten Rollennuth, so dass keine weitere künstliche Führung des Kabels nothwendig ist.

Man könnte die Befürchtung hegen, dass durch den schiefen Zug des Anhängetaues das Kabel aus der Rollennuth herausgerissen wird. Darauf ist zu entgegnen, dass die permanente Spannung des Kabels, welche dasselbe an die Rolle andrückt, viel größer ist, als die Zugkraft des Anhängetaues, von welcher überdies auch nur die zum Kabel normale Componente (rund 20—30 *kg*) in Betracht kommen kann. Also auch hierin liegt einer der vielen Vortheile eines permanent gespannten Kabels.

Was nun den Durchmesser dieser Rollen, die eigentlich nur Leitrollen sind, anbelangt, so erhielten dieselben bisher für flachere Winkel 1·40 *m* und für weniger stumpfe Winkel 2·00 *m* Durchmesser, um der Steifigkeit des Kabels Rechnung zu tragen. Nachdem jedoch die Eingangs erwähnten Versuche deutlich dargethan haben, dass man diesem Umstande fälschlich mehr Gewicht beilegte, als es nothwendig ist, so will Herr Levy künftighin alle Leitrollen von 2 *m* Durchmesser ganz beseitigen und nur solche von 1·20 *m* verwenden, wodurch eine nicht unbedeutende Ersparnis erzielt werden kann.

Führungsrollen für concave Kanalufer. Man wendet auch hier horizontale oder schwach geneigte Leitrollen an; hier läuft jedoch das Kabel in der Wasserseite entgegengesetzt liegenden Rollennuth und dieser Umstand macht die Lösung der Aufgabe ungemein schwierig, da

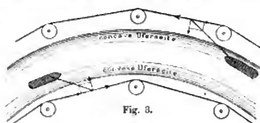


Fig. 3.

selbstverständlich auch das Anhängetau auf der rückwärtigen Seite der Rollen passiren muss. Herr Levy hat in den Jahren 1888 und 1889 verschiedene Lösungen für diese Aufgabe gefunden, da sie jedoch nicht vollständig waren, wieder verlassen.

Seit Juli 1889 functionirt nun aber eine Rollen-Construction zur größten Zufriedenheit, welche nachstehend beschrieben und in Fig. 4 und 5 Taf. XXVI, abgebildet ist.

Die Leitrolle erhält keine horizontale, sondern eine gegen die Wasserseite zu geneigte Lage; diese Neigung muss jedoch größer sein, als jene, welche der Ebene, die durch das Anhängetau und das Transmissionskabel gelegt werden kann, entspricht. Die obere Wange der Rolle ist mit zahnförmigen Ansätzen versehen, die ähnlich wie bei den früher erwähnten Führungsrollen durch Evolventen begrenzt sind.

Das ankommende Anhängetau befindet sich somit höher, als der größte Theil der oberen Rollenfläche, über welche das genannte Tau hinaufspringen muss. Daraus folgt, dass, wenn das Anhängetau einen der erwähnten zahnförmigen Ausschnitte trifft, dasselbe sofort mitgenommen, auf den höchsten Punkt der Rolle geführt wird und auf der anderen Seite durch sein eigenes Gewicht wieder aus der Rolle herausfällt.

Diese Evolventen-Ansätze müssen hier selbstverständlich viel größer sein, als bei den verticalen Führungsrollen und zwar erhalten diese Ansätze eine Höhe von 40 bis 50 *cm* über dem kleinsten Nuthdurchmesser. Sie werden aus Blech hergestellt und auf die gusseisernen Rollen aufgenietet. Die Anzahl dieser Evolventen-Ansätze, die Länge derselben, die Steigung der Rolle etc. müssen genau nach mathematischen Grundsätzen angeordnet werden, um den Durchgang des Anhängetaues sicher zu stellen.

Für die bisher mit 1·40 *m* dimensionirten Leitrollen wurden vier solcher Evolventen-Ansätze angenommen, für solche mit 2·00 *m* Durchmesser sechs Ansätze.

In allerletzter Zeit hat Herr Chef-Ingenieur Levy noch weitere Studien in dieser Richtung gemacht, welche eine nicht unbedeutende Vereinfachung der Installation solcher Leitrollen in concaven Uferstrecken ermöglichen.

Diese Vereinfachung besteht darin, dass mittelst einer aus Holz hergestellten Gleitbahn das Anhängetau auf die horizontal gelagerten Leitrollen hinaufgeführt und in der Ebene der Evolventen-Ausschnitte angelangt, sofort von einem solchen erfasst und auf die andere Seite der Rolle gedreht wird. (Textfig. 4.)

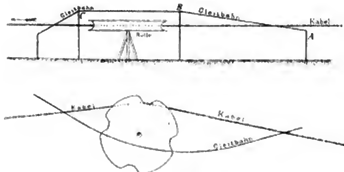


Fig. 4.

Die Gleitbahn beginnt circa 6 *m* vor der Leitrolle und zwar 0·10 *m* unter dem Kabel (Punkt *A*); von hier aus erhält die Bahn eine Steigung von $^1/_{10}$ und geht vom Punkte *B*, welcher ungefähr 30 *cm* über der Rolle liegt, horizontal weiter, um sodann bei *C* wieder nach abwärts zu führen. Diese Anordnung gewährt den großen Vortheil, dass dabei keine Rollen mit großen Flügelansätzen nothwendig sind, sondern nur Rollen mit Evolventen-Ausschnitten, die bis auf die Nuthbasis reichen. Herr Chef-Ingenieur Levy schätzt die dadurch erzielte Ersparnis pro Kilometer Kanal (natürlich in der konkaven Strecke) auf etwa 1500 Francs.

Aenderung in der Höhenlage des Kabels Die vielfachen Kunstbauten, welche bei Kanälen vorkommen (Schleusen, Brücken, Abzweigungen von Kanälen etc.) bringen es mit sich, dass die Höhenlage des Transmissionskabels plötzlich eine Aenderung erleiden muss. In konvexen Uferstrecken hat man nur die gewöhnlichen Leitrollen anzuwenden, nur ist man gezwungen, diesen Rollen eine mehr oder weniger geneigte Lage zu geben. Nachdem das Anhängetau jederzeit an der vordern Rollenseite passirt, so wird dasselbe sich ohne jede weitere Vorrichtung von der Rolle wieder los machen; die permanente Spannung des Kabels hindert dieses letztere, aus der Rollennuth herausgerissen zu werden. Man hat also keine zweite Rolle (Schutzrolle) nothwendig, um dieses Herausreissen zu verhindern.

Um bei den konkaven Uferstrecken gleichzeitig die Aenderung der Bewegungsrichtung und der Kabelhöhe zu erhalten, hat Herr Levy bisher zwei vertikale Rollen verwendet, welche so gestellt sind, dass die eine Rolle in der Ebene des ankommenden, die andere Rolle in jener des ablaufenden Kabelzweiges gelegen ist; beide Rollen haben dann eine gemeinschaftliche vertikale Tangente. (Textfigur 5.) Diese Anordnung bewährt sich sehr gut, hat jedoch den Nachtheil, dass das Kabel hintereinander zweimal abgebogen wird; um diesen nachtheiligen Einfluss zu verringern, wurde den Rollen 2 *m* Durchmesser gegeben. Diese großen Rollen sind jedoch theuer und werden in Zukunft, wenn nicht aussergewöhnliche Bedingungen zu erfüllen sind, auch in diesen Fällen nur geneigte, mit Evolventen-Ansätzen versehene Leitrollen verwendet.



Fig. 5.

Ist jedoch in gerader Kanalstrecke eine plötzliche Aenderung in der Höhenanlage des Kabels bedingt, dann wird man am besten thun, zwei vertikale Leitrollen anzuwenden.

Bemerkungen über die Einrichtung des Levy'schen Seil-Schiffzugsystemes auf den Kanälen St. Maur und St. Maurice. Herr Levy hat auf dieser 5 *km* langen Versuchsstrecke doppelte, vertikale Leitrollen angewendet:

1. Bei dem Eintritte des Kabels in die Schleuse bei Gravelle;

2. an den beiden Enden der Kanalübersetzung zur Marne hin, mit einer Spannweite von 121 *m*. In diesen drei Fällen werden künftighin nicht mehr solch vertikale Doppelrollen verwendet, sondern nur je eine geneigte Rolle mit Evolventen-Ansätzen.

Es muss hier betont werden, dass die genannte Installation in allen ihren einzelnen Theilen als Versuchsobjekt anzusehen ist, an welchem erst gelernt werden musste. Das Ganze macht daher heute wohl den Eindruck der Komplikation, es mangelt die einheitliche Durchführung, weil eben alles versucht wurde.

Mitnehmer für die Anbinde-Vorrichtung. (Siehe Fig. 10, Taf. XXVI.) Alle 120 *m* befindet sich auf dem Transmissionskabel ein Ring, welcher dazu dient, die Anbindeverrichtung, welche sich gegen diesen Ring stützt, bei der Fortbewegung des Kabels mitzunehmen. Diese Ringe waren früher aus Stahl, jetzt werden sie aus Schmiedguss gemacht, wodurch der Preis per Stück auf ca. 40 kr. herabgemindert wurde.

Jeder Ring hat eine Länge von 50 *mm* und 12 *mm* Dicke an seiner rückwärtigen Fläche, d. h. an der der Bewegungsrichtung entgegengesetzten Seite. Der Ring besteht aus 2 halben Cylindern, welche, wie die Figur zeigt, wie Klauen ineinandergreifen; diese Klauen werden durch 2 Stifte, die mit dem Kabel parallel laufen, zusammengehalten. Man kann daher derartig construirte Ringe ohne Schwierigkeit auf das Kabel aufsetzen, bezw. herabnehmen. Diese Ringe pressen auch das Kabel nicht zusammen; man kann sie ohneweiters mittelst Hand auf dem Kabel verschieben. Sie stützen sich an einen aus Kabelgarn auf dem Kabel aufgewickelten Bund (Anschlag).

Es ist weiters noch zu erwähnen, dass die beiden früher erwähnten Stifte an ihren hinteren Enden mittelst Kabelgarns an dem Kabelbunde befestigt sind. Der damit angestrebte Zweck ist der, dass während der Bewegung des Kabels der Ring sich nicht von dem Bunde

entferne. Anfänglich hat Herr Levy diese Vorsicht nicht gebraucht, da auch thatsächlich keine besondere Unzukömmlichkeit darin erblickt werden kann, wenn sich der Ring etwas von dem Bunde entfernt. Dieses geschah nur bei plötzlichen Aenderungen in der Höhenlage des Kabels, wo also das Kabel eine kleine verticale Strecke durchzumachen hat. Durch Anbinden des Ringes ist auch dieser unbedeutende Mangel beseitigt.

Anbindevorrichtung (Sattel). (Fig. 6—9, Taf. XXVI.) Zu Beginn der Versuche wurden verschiedene Arten von Bügeln und Zwingen angewendet, welche alle den Zweck verfolgten, eine praktische Befestigung des Anhängetaues an das Transmissionskabel herzustellen. *)

Seit Beginn 1890 steht jedoch eine Anbindevorrichtung in Verwendung, die sich durch Einfachheit und vollständige Erfüllung ihres Zweckes von allen bisherigen derartigen Vorrichtungen vortheilhaft unterscheidet.

Diese Vorrichtung, welche in der Schiffersprache den Namen „Bügel“ (étrier) erhalten hat, gleicht einem kleinen Pferdesattel, welcher auf das Kabel aufgelegt wird; wir wollen diese Vorrichtung kurz „Sattel“ nennen. Anfangs wurde dieser Sattel auch aus Stahl erzeugt; heute genügt jedoch seine Herstellung aus Schmiedguss und kostet demgemäss auch nur sehr wenig, nämlich ca. 50 kr. per Stück. Die innere Sattelfläche setzt sich aus einem Halbcylinder von 32 *mm* Durchmesser und daran anschliessenden verticalen prismatischen Theilen zusammen. Nachdem das Transmissionskabel einen Durchmesser von 30 *mm* besitzt, so ergibt sich für den Sattel ein Spielraum von 2 *mm*. Die in Rede stehende halbcylindrische Sattelfläche erweitert sich auf einer Länge von 15 *mm* von der rückwärtigen Seite an gemessen, um den Mitnehmerring theilweise aufnehmen zu können. Dieser Ring wird dadurch auf ungefähr $^3/_4$ seines Umfanges von dem Sattel umgeben.

Daraus folgt, dass man diesen Sattel ohneweiters von dem Kabel entfernen kann, wenn er in verticaler Richtung gehoben wird. Dieses Abheben ist aber in dem Augenblicke nicht mehr möglich, wenn der Sattel auf dem Mitnehmerringe sitzt. Das Abheben des Sattels ist nun nur dann möglich, wenn man ihn um seine rückwärtige, auf dem Ringe aufsitzende Fläche herumdreht.

In der Folge wollen wir mit dem Ausdrucke „Sattelumkippen“ diese oben besprochene drehende Bewegung bezeichnen, welche den Zweck hat, den Sattel vom Ringe loszumachen. Nach vorne zu hat der Sattel einen erhöhten Ansatz (siehe Fig. 8), welcher Ansatz mit einer kreisförmigen Oeffnung von ca. 10 *mm* Durchmesser zur Aufnahme der „Auslöseleine“ versehen ist. Die Auslöseleine hat 8 bis 10 *mm* Durchmesser und wird mittelst eines Knotens in besagter Oeffnung zurückgehalten. Diese „Auslöseleine“ reicht auf das Schiff, und zwar bis zum Stande des Steuermannes. Denkt man sich nun den Sattel auf dem Ringe befindlich, so genügt ein leichter Zug an der „Auslöseleine“, um den Sattel vom Ringe sofort zu trennen. Der durch die Auslöseleine vom Schiff aus ausgeübte schiefe Zug auf den Sattel bewirkt das früher besprochene „Umkippen“ des letzteren.

In Folge dieses Umkippens würde der Sattel natürlich vom Kabel herunterfallen, wenn derselbe nicht an dem letzteren noch durch das sogenannte „Anhängetau“ des Schiffes zurückgehalten würde.

Wie aus Fig. 7 ersichtlich ist, hat der Sattel sammt seinen beiden Seitenansätzen eine Gesammtbreite von 92 *mm*; derselbe kann daher ohne irgend welche Schwierigkeit über alle Leit- und Führungsrollen gehen, nachdem deren Nuthen am Grunde wenigstens 115 *mm* Weite besitzen und sich nach oben zu noch erweitern. In den beiden Seitenansätzen des Sattels sind verticale cylindrische Oeffnungen von 18 bis 20 *mm* angebracht, welche dazu dienen, um das „Anhängetau“ aufzunehmen. Dieses letztere hat eine Länge von etwa 4·5 *m* und eine Stärke von 18 bis 20 *mm*. Das eine Ende dieses Anhängetaues zieht man von unten nach oben durch eine der genannten Oeffnungen, geht damit quer über den Sattel zur anderen Oeffnung, durch welche dasselbe von oben nach unten hindurchgezogen wird, bis das eine Tauende auf etwa 0·60 *m* vom Sattel herausreicht. Wenn man will, kann man das so durchgezogene, bezw. über den Sattel gehende Anhängetau in dieser Lage durch feine Drähte befestigen, welche an den Stellen angebracht sind, wo das Tau in die Oeffnungen der Seitenansätze eintritt. Damit jener Theil des Anhängetaues, welcher quer über den Sattelrücken liegt, nicht zu stark hervorsteht und auch anderseits gut unterstützt ist, hat man den Sattelrücken halbkreisförmig (dem Durchmesser des Taues entsprechend) ausgehöhlt. Das eine Tauende, welches zum Durchziehen durch die Oeffnungen des Sattels benützt wurde, erhält nun mittelst Splissung eine birnförmige Gestalt, während das andere längere Ende des Anhängetaues mittelst Kabelgarn eine Aufsplissung von 0·35 *m* bis 0·40 *m* Länge erhält, welche die erwähnte Birne aufnehmen kann. Das längere Ende des Anhängetaues endigt mit einer Schlinge, in welcher das eigentliche Schiffs-Schlepptau befestigt wird.

Es ist noch ferner beizufügen, dass das Anhängetau mittelst Bleikugeln beschwert wird, die auf dasselbe aufgefädelt und mittelst Knoten in ihrer relativen Lage gehalten werden (Fig. 6, Taf. XXVI).

Die ganze Vorrichtung kostet ca. $2^1/_2$ bis 3 fl.; die Schiffer können selbst die Erneuerung des Anhängetaues besorgen; der Sattel, welcher auf ca. 50 kr. zu stehen kommt, hat naturgemäß eine lange Dauer. Jeder Schiffer erhält einen solchen Sattel. Ist die Kanallinie sehr lang, so ist es praktischer für den Betrieb, dass jeder Schiffer seinen eigenen Sattel besitzt. Dies ist auch einer der Vortheile der Anwendung von Sättel, denn bei Anwendung von Zwingen (die übrigens auch sehr theuer sind) muss sich der Schiffer immer erst bekümmern, sobald er in eine Kanalsection eintritt oder nach einem Stillstande in einer Station seine Reise wieder fortsetzen will, eine solche zu erlangen.

Vorgang beim Anbinden eines Schiffes. Nachdem der Schiffer das eigentliche Schlepptau in der Schlinge des längeren Endes des Anhängetaues befestigt hát, nachdem ferner die Auslöseleine am Sattelkopfe in der beschrie-

*) In meinem Vortrage am 13. März 1890 nahm ich Gelegenheit, die bis Ende 1889 in Verwendung gestandene Anbindevorrichtung zu beschreiben.

benen Weise eingezogen wurde, geht der Schiffer, den so hergerichteten Sattel in der Hand, an's Land und setzt ihn auf das Transmissionskabel auf, gerade so wie man einen gewöhnlichen Sattel auf den Rücken eines Pferdes legt. Dieses Auflegen geschieht in der Weise, dass das kürzere freie Ende des Anhängetaues mit der Birne auf der dem Ufer abgekehrten Seite des Kabels zu liegen kommt. Der Schiffer gibt sodann die Birne in die durch die besprochene Aufsplissung gebildete Oeffnung des anderen Tauendes. Auf diese Weise ist die ganze Operation des Anbindens eines Schiffes beendigt.

Der Schiffer kehrt nun auf sein Fahrzeug zurück; dies muss nicht etwa mit besonderer Schnelligkeit geschehen, denn das Transmissionskabel geht unter dem Sattel weiter, ohne diesen mitzunehmen; erst bis der nächste Mitnehmerring ankommt, wird der Sattel weitergeführt. Es kann jedoch vorkommen, dass in diesem Augenblicke der Schiffer noch nicht bereit ist und es muss daher Vorsorge getroffen sein, dass der zuerst angekommene Mitnehmerring das Schiff noch nicht fortführe. Dies geschieht einfach dadurch, dass der Schiffer, bevor er sein Fahrzeug verlässt, um es anzubinden, die Auslöseleine auf dem Schiffe befestigt, während das Anhängetau noch lose bleibt.

Es wird nämlich jeder ankommende Mitnehmerring die Auslöseleine einfach anspannen, wodurch der Sattel zum Umkippen gebracht wird. In Folge dieses Umkippens wird der Sattel vom Kabel freigemacht; das mit Bleigewichten beschwerte Anhängetau bringt aber den Sattel sofort wieder zum Aufsitzen auf das Kabel.

Ein einziger mit dem beschriebenen Seilzugsysteme vertrauter Mann ist im Stande, ein Schiff zu führen, so dass auch in den Schiffsbetriebsspesen eine ganz erhebliche Ersparnis erzielt werden kann.

Das Festlegen des Schiffes in einer Station muss mit seinem Vordertheile geschehen. Bevor nämlich der Schiffer behufs Anbinden des Schiffes an das Kabel sich an's Land begibt, muss er das Steuerruder festmachen, und zwar in einer schiefen Stellung, welche das Schiff, sobald die Ingangsetzung erfolgt, vom Lande abdrückt. (Siehe Textfigur 6.) Nachdem nun der Schiffer die früher beschriebene



Fig. 6.

Operation des Anbindens am Kabel durchgeführt hat und auf das Schiff zurückgekehrt ist, begibt er sich auf das Vordertheil und drückt nun durch einen mit dem Bootshaken gegebenen Stoß den Vordertheil des Schiffes vom Lande ab. Es ist gut für die Ingangsetzung mit dem Bootshaken mehrere derartige Stöße zu geben, um dem Schiffe eine kleine Bewegung zu ertheilen. Dies gethan, lässt nun der Schiffer die „Auslöseleine" locker und belegt sodann die Bettinge mit dem Anhängetaue in Form eines ∞.

Der erste Mitnehmerring, der nun ankommt, nimmt dann das Schiff mit. Dies dauert höchstens zwei Minuten, da bei einer Kabelgeschwindigkeit von 1 *m* per Secunde und einer Entfernung der Mitnehmer von 120 *m* eine Zeit von 2 Minuten verfliesst. Der Schiffer lässt 10 bis 15 *m* von dem Anhängetau auslaufen, damit das Schiff nach und nach seine normale Fortbewegungs-Geschwindigkeit, d. h. die Geschwindigkeit des Kabels erlangt. Wenn nun das Fahrzeug in Gang gekommen ist, begibt sich erst der Mann zum Steuer.

Auf dem Kanale St. Maur haben die Schiffer bereits die Fertigkeit erworben, die Ingangsetzung des Schiffes ohne Zuhilfenahme irgend eines Apparates durchzuführen. Sie schmieren nämlich die Bettinge mit Talg ein, wickeln das Anhängetau mit einer durch die Erfahrung gegebenen Anzahl von Windungen lose herum und kümmern sich nicht mehr weiter darum. In dem Maße, als nämlich der Zug im Anhängetaue zunimmt, gleitet dasselbe langsam auf den Bettingen ab und setzt sich selbst fest, bis der normale Zug erreicht ist. Mit einer einzigen Betting ist dies wohl nicht so leicht durchführbahr.

Aus dem Vorstehenden ist ersichtlich, dass die Anwendung mechanischer Apparate zum Ingangsetzen eines Schiffes unbedingt einen zweiten Mann auf demselben erfordert. Dieser Apparat müsste vorne auf dem Fahrzeuge aufgestellt werden, was nicht immer leicht möglich ist.

Fahrtunterbrechung. Um während des Ganges die Fahrt des Schiffes zu unterbrechen, genügt es, das Ende der Auslöseleine festzumachen und das Anhängetau nachzulassen. Der Zug, welchen das Schiff ausübt, wird auf die Auslöseleine übertragen, was sofort das Umkippen des Sattels zur Folge hat, und zwar wird dieser Sattel so lange alle ankommenden Mitnehmer überspringen, so lange die Auslöseleine gespannt bleibt.

Der Sattel überspringt selbstverständlich dann auch alle Kabelsplissungen, ein Vorzug, den die „Zwingen" anderer Seilzugsysteme nicht aufweisen. Da nun kein Kabel ohne Splissungen erzeugt werden kann, so sollte man schon aus diesem Grunde die Anwendung von „Zwingen" ausschliessen. Das von Herrn Chef-Ingenieur Levy verwendete Kabel (10 *km*) besteht aus je 1 *km* langen Stücken, welch' jedes für sich auf Zug erprobt wurde, um sodann mittelst Splissung ein Kabel ohne Ende zu bilden.

Dieselbe „Auslöseleine", welche es ermöglicht, dass man die Fahrt des Schiffes unterbrechen kann, ohne das Anhängetau vom Transmissionskabel trennen zu müssen, dient auch dazu, um sich vom Kabel ganz loszumachen, d. i wenn das Schiff für längere Zeit die Fahrt unterbricht. Die Lösung dieser Aufgabe war nicht leicht, nachdem doch durch dieselbe Auslöseleine zwei ganz verschiedene Zwecke erreicht werden sollen.

Um nun das Schiff definitiv vom Kabel loszulösen, zieht man zunächst die „Auslöseleine" an, wodurch der Sattel umkippt; hierauf zieht man mittelst dieser Leine so lange, bis der auf dem Kabel gleitende Sattel gerade dem Schiffe gegenüber liegt, d. h. bis die Auslöseleine mit der Schiffslängenachse einen rechten Winkel bildet; in diesem Momente verlässt der Sattel das Kabel und es stützt sich nun die Birne des Anhängetaues gegen das Kabel. Gibt man der Leine einen stärkeren Ruck, so löst sich die Birne aus der Splissöffnung los und der Sattel fällt zur Erde, von wo derselbe sammt Anhängetau auf das

Schiff gezogen wird. Das Transmissionskabel ist nun ganz frei und der Schiffer hat die ganze Vorrichtung am Bord, um sein Schiff nach Bedarf an irgend einer anderen Stelle wieder an das Kabel anzuhängen.

Vortheile der Anbindevorrichtung mittelst „Sattels". Diese Vortheile sind folgende:

1. Das Transmissionskabel erleidet an der Anbindestelle keinerlei nachtheilige Inanspruchnahme. Der Zug, welchen der Sattel auf das Kabel ausübt, kann nämlich in eine zum Kabel normale und in eine in dessen Längsrichtung fallende Componente zerlegt werden. Erstere ist verhältnissmässig gering und wird keine sonderliche Inanspruchnahme oder Abnützung des Kabels im Gefolge haben. Letztere drückt nur den Mitnehmerring gegen den Bund, wodurch sich der Zug gleichmässig auf das Kabel überträgt.

2. Man kann den Sattel nicht nur auf dem Kabel gleiten lassen, sondern auch anstandslos über alle Splissungen führen.

3. Wenn man das Fahrzeug definitiv vom Transmissionskabel loslösen will, so zieht man einfach den Sattel sammt Anhängetau auf das Schiff; man macht einerseits das Kabel vollkommen frei und man kann anderseits ganz nach Belieben den Sattel wieder auf das Kabel legen.

4. Die Mitnehmerringe kann man nach Belieben einander nähern, so dass alle 2 Minuten ein solcher passirt, wie dies auf dem Kanale St. Maur der Fall ist. Der Schiffer wird daher im Mittel nie länger als eine Minute warten müssen, um sein Schiff anhängen zu können.

5. Der Sattel geht sehr leicht über alle vorkommenden Rollen und dies ohne Zuhilfenahme von Führungen, so dass keinerlei zerstörende Wirkung zu befürchten ist.

Herr Chef-Ingenieur Levy fasst die Mängel, welche den „Zwingen" anderer Seilzugsysteme anhaften, folgendermaßen zusammen:

1. Die „Zwingen" beanspruchen das Kabel in zweierlei Weise, die beide sehr nachtheilig sind; nämlich sie pressen das Kabel und biegen dasselbe zweimal hintereinander in schroffer Art; die an der Oberfläche liegenden Drähte müssen in kürzester Zeit abgeknickt werden.

Wenn die Zwingen auf dem Kabel gleiten, was oft vorkommt, so „schroten sie die Drähte ab", ähnlich wie ein Hebel wirkt. Nun ist aber bekannt, dass gehärteter Stahldraht seine ganze Widerstandsfähigkeit verliert, wenn man seine Oberfläche verletzt.

2. Die Zwingen gestatten wohl ein Gleiten derselben auf dem Kabel, jedoch nur insolange, als das letztere cylindrisch ist. Die Zwingen können jedoch Splissungen nicht passiren.

3. Es scheint fast unmöglich, mit einer einzigen Auslöseleine auf eine Zwinge derart zu wirken, dass man mit derselben auf dem Kabel gleiten und dann auch sich ganz losmachen kann. Man müsste also zwei Auslöseleinen anbringen. Hiebei wäre aber eine Verwechslung bei der Handhabung der Taue leicht möglich. Um dieses zu vermeiden, ist der Schiffer gezwungen, an's Ufer zu gehen, um sich von der Zwinge loszumachen.

4. Die Zwingen können, da sie alle Hebel besitzen müssen, nicht ohne Zuhilfenahme besonderer Führungen die einzelnen Rollen passiren. Nachdem nun Hunderte von Rollen zu passiren sind, so genügt auch nur ein einziges Versagen der Führung, damit der Zwingenhebel das Kabel gegen die Rolle presst. In Folge des vom Anhängetaue hervorgebrachten Zuges wird diese Kabelpressung immer mehr und mehr zunehmen, so dass bei der beständig fortschreitenden Bewegung des Kabels der Rollenständer einfach umgeworfen werden wird. Es ist auch gar nicht ausgeschlossen, dass das Kabel abgeschnitten wird. Vom Schiffe aus kann man einem derartigen Unfalle in keiner Weise vorbeugen.

5. Die Zwingen müssen nothwendiger Weise vorher an das Kabel befestigt werden; sie sind mehr oder weniger voluminöse Apparate, die überdies auch kostspielig sind. Man wird wahrscheinlich nur so viel aufsetzen, als sich Schiffe in der betreffenden Strecke anhängen werden. Daraus folgt ein für den Betrieb sehr einschneidender Nachtheil, denn man wird, um eine Zwinge zu erlangen, 10 bis 15 Minuten warten müssen.

Dies scheint jedoch Herrn Levy nicht der maßgebendste Nachtheil zu sein; Herr Levy hebt vielmehr hervor, dass die aufgesetzten und nicht befestigten Zwingen nothgedrungen an der schraubenförmigen Bewegung des Kabels Theil nehmen müssen; in Folge dessen kommen sie vor ihrem Eintritte in eine Rolle mit ihrem Hebel ebenso leicht unter als über die Führung. Man kann also sagen, dass im Mittel die Hälfte der Zwingen nicht in die Rollennuthen geführt werden; jede nichtgeführte Zwinge kann jedoch den früher erwähnten Unfall nach sich ziehen.

6. Selbstverständlich werden sich die erwähnten Nachtheile in erhöhtem Grade bei jenen Rollen zeigen, welche in Kanalcurven liegen, weil bei diesen das Kabel einen grossen Bogen derselben umspannt.

Anschaffungs- und Betriebskosten. Chef-Ingenieur Levy sagt in seinem Berichte, dass die Anlagekosten seines Seil-Schiffszugsystemes abhängig sind von der Anzahl, Grösse und Geschwindigkeit der gleichzeitig fortzubewegenden Schiffe.

Auf Basis eines jährlichen Schiffsverkehres von 1 Million Tonnen, und zwar bewerkstelligt mittelst den gebräuchlichen Pénichen zu 300 *t* Tragfähigkeit, welche mit 0·70 *m* Geschwindigkeit fortbewegt werden sollen, stellen sich die Anschaffungskosten auf 18.000 Frcs. pro Kilometer, wovon 6000 Frcs. auf das Kabel, 8000 Frcs. auf die Ständer und Rollen und 4000 Frcs. auf die Betriebsmaschine entfallen.

Die Betriebskosten sind diesen Annahmen gemäß mit 5600 Frcs. pro Kilometer geschätzt, nämlich: 2100 Frcs. für den Betrieb der Maschinen, 2780 Frcs. für die Unterhaltung und Amortisation des Materials und endlich 720 Frcs. für die 4percentige Verzinsung des Anlagecapitales. Die Zugkosten kommen dann auf 0·003 Frcs. (= 0·12 kr. Gold) per Tonne und Kilometer. Bei Annahme eines Jahresverkehres von 2 Millionen Tonnen sinken die Zugkosten auf Frcs. 0·00175 (= 0·07 kr. Gold) per Tonne und Kilometer.

Zum Schlusse möge noch erwähnt werden, dass das in Rede stehende Schiffszugsystem nach den mir übermittelten letzten Nachrichten von den Schiffern der Kanäle St. Maurice und St. Maur ausschliesslich benützt wird, da sie dabei viel schneller und billiger fortkommen, als bei dem selbst musterhaft organisirten Pferdezuge auf diesen Kanälen.

III. Der mechanische Seil-Schiffszug von G. Rigoni.

Auf dem IV. internationalen Binnenschifffahrts-Congresse zu Manchester (1890) fand ich in der damit verbundenen Ausstellung die Zeichnungen des im Titel angegebenen Seilzuges, welches vom Erfinder kurz mit dem Namen „Cable marcheur“ (Transmissionskabel) bezeichnet wird. Herr Ing. Rigoni hatte die Freundlichkeit, mir diese Zeichnungen sammt Beschreibung zu überlassen, so dass ich in der angenehmen Lage bin, darüber die nachstehende Mittheilung zu machen.*)

a) Beschreibung des Transmissionskabels. Dieses Schiffszug-System basirt auf der Verwendung eines aus Stahldraht erzeugten Kabels von ca. 20 *mm* Durchmesser, welches in einer gewissen Höhe über dem Wasserspiegel an den Kanalufern läuft und durch Führungs- bezw. Leitrollen, welche in gewissen Distanzen aufgestellt sind, unterstützt wird.

Die Seil-Antriebsmaschinen sind in Entfernungen von 6—8 *km* aufgestellt und setzen nach jeder Seite hin je eine Kabelsection von 3—4 *km* Länge in Bewegung.

Die Stärke dieser Maschinen ist abhängig einerseits von dem Umfange des Verkehres, anderseits von dem Querprofile des Kanales, welches für den Schiffswiderstand maßgebend ist. Als Motoren können bei verfügbaren Wasserkräften Turbinen oder Wasserräder, sonst Dampfmaschinen mit automatischen Geschwindigkeits-Regulatoren dienen. Diese letzteren sind unbedingt nothwendig, damit trotz des Wechsels in der Beanspruchung des Transmissionskabels dennoch eine gleichmäßige Bewegung desselben eingehalten wird.

Behufs Erzielung eines regelmäßigen Dienstes auf einem Kanale mit einem Jahresverkehr von ca. 500.000 Tonnen genügen Seilantriebs-Maschinen von je 20 Pferdestärken. Die Kraftübertragung auf das Kabel kann mittelst einer Frictionstrommel erfolgen, jedoch ist es für die Dauer des Kabels vorzuziehen, Seilscheiben mit beweglichen Zwingen, ähnlich den Fowler'schen Rollen, zu verwenden.

Jede Maschine besitzt zwei zu einander parallele Antriebsscheiben für die beiden Kabelsectionen. Die Achsen dieser beiden Antriebsscheiben stehen mit der Maschinen-Welle durch Frictionskuppelungen in Verbindung, wodurch man in der Lage ist, den einen oder anderen Seilstrang aus- bezw. einschalten zu können.

b) Anordnung und Unterstützung des Kabels. Sobald das gezogene Schiff am Ende einer Kanalsection anlangt, wird dasselbe von dem Kabel dieser Section losgemacht, um unmittelbar an jenes der darauffolgenden Section befestigt zu werden. Diese Operation erfolgt ohne Unterbrechung des Laufes des Schiffes, ja selbst ohne besondere Verringerung der Geschwindigkeit dieses letzteren.

*) Es muss hier bemerkt werden, dass Ing. Rigoni bereits auf dem I. Binnenschifffahrts-Congress in Brüssel (1885) über sein Seil-Schiffszugsytem eine kleine Abhandlung zur Vertheilung brachte.

In geradlinigen Kanalstrecken sind die Führungs- und Leitrollen des Kabels in verticalen Ebenen aufgestellt; in gekrümmten Kanalstrecken sind diese Rollen dem Winkel, welchen das vom Kabel beschriebene Polygon bildet, entsprechend geneigt. Damit will nicht gesagt sein, dass die Linie, welche durch das Transmissionskabel gebildet wird, absolut der Uferlinie folgen müsse; es ist jedoch immer empfehlenswerth, das in Rede stehende Kabel so nahe als möglich am Ufer zu haben, damit dasselbe vom Schiffer leicht erreicht werden kann, um sein Fahrzeug anbinden zu können. Gewöhnlich werden die Ständer, welche die oben genannten Rollen tragen, am Fuße der Uferböschungen eingesetzt und zwar derart, dass das Kabel ungefähr 1 *m* über dem Normalwasserstande läuft.

In den Häfen oder anderen Uferplätzen, wo die Schiffe stationiren (Aus- und Einlade-Stationen) erhebt sich das Kabel auf 4—5 *m* über den Wasserspiegel und die genannten Rollen werden in diesen Fällen über dem Treppelweg aufgehängt.

Der Durchmesser der Führungsrollen beträgt gewöhnlich 0·45 *m* und zwar gemessen in der Rollen-Nut; ihre Lagerung muss so einfach als möglich sein und gleichzeitig muss für eine continuirliche Schmierung der Drehachsen gesorgt werden. Die vorgeschlagene Lagerung besteht aus Antimonbüchsen, welche an Ort und Stelle gegossen werden können; die Schmierung erfolgt durch die sogenannte consistente Mineralschmiere, welche durch ein Gewicht automatisch dem Lager zugeführt wird.

Die Auflagerung der in Rede stehenden Rollen erfolgt nicht in symmetrischer Weise, d. h. die Rolle sitzt nicht in der Mitte der Länge der Achse auf, sondern dergestalt, dass mit Rücksicht auf den schiefen Zug die Resultirenden der Kräfte im Momente des Passirens der Schiffsanhängevorrichtung nicht außerhalb des Lagers fällt. (Siehe Fig. 1, Taf. XXVII.)

Die Form der Rollennuth muss derart gewählt werden, dass das Transmissions-Kabel unter allen Umständen, also auch bei Passage der Anhängevorrichtung durch diese Nuth, ohne Anwendung irgend einer Schutzvorrichtung nicht aus der Nuth herausgeworfen werden kann.

Die Leitrollen in den Kurven des Kanales, vom Ingenieur Rigoni Winkel-Leitrollen genannt, weil er die Linie des Kabels als Polygon betrachtet, welches der Uferlinie entspricht, besitzen einen viel größeren Durchmesser als die früher genannten Führungsrollen.

Der Typus der Winkel-Leitrollen, welcher für konkave Kanal-Ufer angenommen wurde, besitzt, wie dies aus der Zeichnung (Fig. 3, Taf. XXVII) deutlich ersichtlich ist, eine breite und tiefe Nuth, deren obere Wange beiläufig die Form des Längsschlitzes der Zwinge besitzt. Die in Rede stehende Winkelrolle wird theilweise durch den oberen Lagerarm der Rollenachse gedeckt, welcher Arm jedoch überdies durch seine besondere Gestalt das sichere Auf- bezw. Ablaufen der Anhängevorrichtung bezweckt.

Es ist besonders hervorzuheben, dass die Neigung der Rollenachsen durch den Winkel, welchen die aufeinander folgenden Kabeltheile (d. h. je zwei Seiten des vom Kabel gebildeten Polygons) bilden, sowie durch den Zug des Kabels (welcher wieder innerhalb gewisser Grenzen mit der Anzahl der angehängten Schiffe variirt) bestimmt wird. Man müsste also, strenge genommen, diese Rollen derart construiren, dass die Neigung derselben in automatischer Weise je nach den eben erwähnten Bedingungen geregelt werde. Diese Konstruction wäre an und für sich nicht so schwer und zwar durch Anwendung von in Gelenken ruhenden Lagern, welche durch Gegengewichte im Gleichgewichte erhalten werden.*) Es entstünde jedoch dadurch ein großer Nachtheil für das Transmissionskabel, welches dann sehr leicht Vibrationen ausgesetzt wäre, welche unbedingt vermieden werden müssen. Es ist daher praktischer, den Winkel-Leitrollen eine feste, bestimmte Neigung zu geben, welche der mittleren Spannung des Kabels entspricht.

Für die Winkel-Leitrollen, welche auf convexen Ufern verwendet werden, stellt sich die oben auseinander gesetzte Aufgabe viel einfacher. Die Rollen brauchen hier gar nicht geneigt zu stehen, sondern erhalten die in Fig. 2, Taf. XXVII, angedeutete Lage und Gestalt.

Nachdem das Kabel in sich zurückläuft, so muss dasselbe an jedem Ende seiner Kanalsektion den Kanal übersetzen. Dieses Durchqueren kann entweder unterhalb der Kanalsohle, oder auch, was wohl viel einfacher ist, einige Meter oberhalb des Kanalsspiegels geschehen. Zu diesem Zwecke wird das Kabel über Führungsrollen geleitet, deren Durchmesser möglichst groß sein muss, um der Steifigkeit des Kabels Rechnung zu tragen.

d) Spannvorrichtung des Kabels. Um unbeeinflusst von Temperaturänderungen eine constante Spannung im Kabel zu erzielen, ist eine Spannvorrichtung angebracht, die in gewöhnlicher Weise construirt ist (Textfigur 2).

Um aber auch plötzlich auftretende Beanspruchungen bezw. Geschwindigkeitsänderungen des Kabels, wie sie durch das Anhängen und Ablösen der Schiffe hervorgerufen werden, in ihrer Wirkung auf das Kabel und die Spannvorrichtung unschädlich zu machen, ist an der Spannvorrichtung eine automatisch wirkende Bremsvorrichtung vorgesehen.

Dieselbe ist in Fig. 7 und 8, Taf. XXVII, dargestellt. Auf der Achse der Rolle, über welche die Spannkette läuft, ist eine Kurbel aufgekeilt, an welcher eine Pleuelstange angreift. Das untere Ende dieser Pleuelstange steht mittelst eines Kreuzkopfes mit der Kolbenstange eines mit Wasser ganz angefüllten Cylinders in Verbindung. Zwischen dem Kolben und der Cylinderwandung ist ein kleiner Spielraum gelassen, damit bei der Auf- oder Abbewegung des Kolbens das Wasser in der einen oder anderen Richtung passiren kann.

Wenn nun das Rollengestelle der Spannvorrichtung eine plötzliche Bewegung erfährt, so überträgt sich diese Bewegung auf die Kettenrolle, welche Bewegung durch den auf den Kolben wirkenden Wasserdruck bedeutend gemildert wird. Dieser Wasserwiderstand steht im directen kubischen Verhältnisse zur Geschwindigkeit, mit welcher sich der Kolben bewegt. Auf diese Weise werden die Geschwindigkeitsänderungen des Kabels durch eine hydraulische Bremse in sanftester Weise ausgeglichen.

e) Die Zwinge (Anhänge-Vorrichtung für das Schiff). Die wichtigste Vorrichtung des ganzen Seil-Schiffszugsystemes ist die Zwinge oder Zange, d. h. die eigentliche Anhänge-Vorrichtung zum Befestigen des Schiffsschlepptaues an das Transmissions-Kabel. Die diesbezüglich angestellten Versuche waren sehr zahlreich und förderten verschiedene Typen von Zwingen zu Tage, welche im allgemeinen in zwei Gruppen eingetheilt werden können.

Die eine Gruppe ist dadurch gekennzeichnet, dass die Zange das Kabel einfach umspannt, ohne dasselbe zusammenzupressen, und sich gegen Vorsprünge stemmt, welche auf dem Kabel in gewissen Distanzen angebracht sind.

Die zweite Gruppe von Zwingen unterscheidet sich von den eben erwähnten dadurch, dass sie das Kabel zusammenpressen und dieserhalb auch keiner Vorsprünge bedürfen, um vom Kabel mitgenommen zu werden.

Die Zwingen der ersten Gruppe waren sehr einfache und solide Apparate, sie functionirten auch während der Versuche sehr regelmäßig (auf dem Kanale St. Martin in Paris und in der dritten Section des belgischen Verbindungs-Kanales der Maas und Schelde), aber sie hatten den Nachtheil im Gefolge, dass die Bunde am Transmissions-Kabel, welche als Anstöße für diese Zwingen dienten, ungemein schnell abgenützt wurden. Ueberdies hatten sie auch noch den Nachtheil, dass der Schiffer den Gang seines Schiffes nicht verlangsamen konnte, ohne die Zwinge vom Kabel ganz herabziehen zu müssen, wodurch derselbe gezwungen war, immer auf's Neue an's Ufer zu steigen, um die Zwinge auf das Kabel legen zu können.

Die Zwingen der zweiten Gruppe sind von den oben erwähnten Nachtheilen frei.

Das von Ingenieur Rigoni erdachte letzte Modell der Zwingen (Fig. 4, Taf. XXVII) besteht zunächst aus einem röhrenförmigen Theile, in welchen das Transmissionskabel durch eine schraubenlinienförmige Oeffnung eingelegt wird.

An einem der Längsrichtung nach umgebogenen und an dem röhrenförmigen Theile angebrachten Ansatze befindet sich ein im Charniere sitzender Hebel, der in horizontalem Sinne wie ein Excenter wirkt. Dieser Hebel wird an seinem einen Ende durch das Anhängetau des Schiffes beansprucht und es wirkt naturgemäß dann das andere Hebelende auf das Transmissionskabel in der Weise ein, dass letzteres gegen den röhrenförmigen Theil der Zwinge gepresst wird, sobald das Anhängetau des Schiffes plötzlich gespannt wird.

Dieser Hebel kann drei verschiedene Stellungen einnehmen:

1. Den Beharrungszustand, d. h. jene Stellung, in welcher wohl das Kabel von der Zwinge umfangen wird, ohne jedoch eine Pressung zu erleiden und ohne auch aus der Zwinge herausspringen zu können. Es ist also ersichtlich, dass in dieser Lage des Hebels die Zwinge einfach auf dem Kabel fortgleitet. Der Hebel wird in dieser dem Beharrungszustande entsprechenden Stellung durch einen

*) Dies hat Ing. Oriolle bei seinem Schiffszugsysteme gethan.

federnden Knopf gehalten, welcher im Innern in der Nähe des Charniers angebracht ist. Diese Hebelstellung erleidet also nur durch eine plötzliche und heftige Anspannung des Anhängetaues eine Aenderung.

2. Wenn sich diese plötzliche Anspannung des Anhängetaues in der der Bewegungsrichtung des Transmissionskabels entgegengesetzten Richtung geltend macht, so erzeugt sie die sogenannte wirksame Stellung des Hebels, in welcher die Zwinge das Kabel zusammenpresst; die Zwinge folgt also dem Kabel und mittelst des Anhängetaues auch das Schiff. In dem Augenblicke, als der Zug von Seite des Anhängetaues aufhört, tritt der Hebel in vollkommen automatischer Weise in die sub 1 beschriebene Lage des Beharrungszustandes zurück.

3. Wenn der plötzliche Zug, bezw. die Anspannung des Anhängetaues im Sinne der Bewegungsrichtung des Kabels auftritt, so nimmt der Hebel die andere extreme Stellung ein, in welcher die Zwinge einfach vom Kabel herabfällt. Man nennt diese Lage des Hebels die „Auslösestellung".

Diese Zwingen-Construction bietet sonach folgende Vorzüge:

a) Die Zwinge füllt mit ihrem Querschnitte die Form der Nuthen der Leit- und Führungsrollen aus, so dass dieselbe, ohne das Transmissionskabel zu heben, überall passiren kann;

b) die Zwinge gleitet auf dem Kabel, wenn man ohne plötzliche Stöße an dem Anhängetaue zieht;

c) die Zwinge presst das Kabel sofort zusammen, wenn man das Anhängetau plötzlich anzieht; dieser Zustand hält dann so lange an, als vom Anhängetaue aus ein gewisser Zug ausgeübt wird; läßt dieser nach, so gleitet die Zwinge auf dem Kabel;

d) die Zwinge fallt vom Kabel herunter, sobald man mittelst des Anhängetaues auf den Vordertheil der Zwinge einen plötzlichen Zug ausübt;

e) die Zwinge gleitet auf dem Kabel, wenn das Anhängetau, obwohl gespannt, eine Richtung einnehmen würde, welche mit jener des Kabels einen gewissen Winkel überschreitet. Dies hat seinen guten Grund; denn dadurch wird eine Querlage des Schiffes im Kanale verhindert.

Die Zwinge wird entweder aus Phosphorbronze oder aus Stahl erzeugt; sie wird dem Schiffer beim Eintritte in eine Section übergeben, sobald er sich dieses Mittels zur Fortbewegung seines Schiffes bedienen will. Der Schiffer gibt die Zwinge wieder zurück, sobald er nicht mehr das Transmissionskabel benützt.

f) Bettinge für das Anhängetau. Die Ingangsetzung der Schiffe geschieht in in einer sehr sanften Weise durch allmäliges Nachlassen des Anhängetaues; dieses Manöver wird durch Anwendung von Bettingen, die gleichzeitig zum Festmachen dieses Taues am Schiffe selbst dienen, bewerkstelligt. Diese Bettinge haben ihre Drehachsen nicht in einer gemeinschaftlichen Verticalebene, diese liegen vielmehr gekreuzt zu einander, damit die einzelnen Schläge des Anhängetaues, welches 3- bis 4mal um diese Bettinge herumläuft, beim Ablaufen desselben sich nicht übereinander legen können.

Die Bewegung dieser Bettinge wird durch eine Frictionsbremse nach Belieben geregelt, so zwar, dass das Anhängetau sich so lange abwickeln kann, als der Schiffswiderstand die Grenze der durch die Bremse erzeugten Reibung überschreitet. Durch Anwendung dieser Bettinge, welche auf Taf. XXVII, Fig. 5 und 6, in Ansicht und Schnitt dargestellt sind, ist man im Stande, die größten Kanalschiffe ohne nachtheilige Stoßwirkung mittelst des Transmissionskabels zur Fortbewegung zu bringen.

g) Dynamometer. Bei jenen Kanälen oder kanalisirten Flüssen, bei welchen man Anschwemmungen von Sand oder Gerölle befürchtet, welche also Anlass zum Auffahren der Schiffe geben könnten, schaltet man zwischen der Zwinge und dem Anhängetaue einen Dynamometer ein, damit auf eine sichere und automatische Weise die Auslösung des Taues, bezw. der Zwinge erfolge, wenn ein plötzlicher Widerstand oder auch eine plötzlich erhöhte Spannung des Zugtaues auftritt.

Diese automatische Wirkung des Dynamometers gründet sich auf das Zusammendrücken einer Feder (Fig. 9, Taf. XXVII), welche sich gegen einen Ring stützt und dadurch die Auslösung einer Zugstange mit schwalbenschwanzförmig gestaltetem Kopfe bewirkt, welcher von zwei in Charnieren beweglichen Backen eingeschlossen ist. Selbstverständlich kann dieser dynamometrische Apparat, wenn er mit einer entsprechenden Theilung versehen ist, auch zur genauen Messung des Schiffswiderstandes in den einzelnen Kanalstrecken verwendet werden.

Der Seil-Schiffszug im Allgemeinen, also auch das vorstehend beschriebene System desselben, bietet folgende Vortheile:

1. Vergrößerung der Fortbewegungs-Geschwindigkeit der Schiffe; diese Geschwindigkeit wird nur durch die Constructionsverhältnisse des Kanales und durch die Größe und Zahl der darauf verkehrenden Schiffe begrenzt.

Es muss hervorgehoben werden, dass der Coëfficient der Zeitausnützung ein bedeutend höherer sein wird, da die Fortbewegung der Schiffe eine continuirliche und jede unnütze Unterbrechung im Gange des Schiffes ausgeschlossen ist. Im Allgemeinen kann man annehmen, dass mit diesem Systeme des Schiffszuges pro Jahr die doppelte Anzahl von Reisen gemacht werden kann, wie bei dem Pferdezuge.

2. Regelmäßigkeit im Transportdienste, welchen man ganz gut mit dem Güterzugsverkehr der Eisenbahnen vergleichen kann. Diese Regelmäßigkeit hat besonders für den Export jener Waaren, welche von Fluss-, bezw. Kanalschiffen auf Seeschiffe überladen werden, große Wichtigkeit.

3. Völlige Unabhängigkeit eines jeden Schiffes bezüglich seiner Abfahrt oder Einstellung seiner Fahrt, da auf keine Convoi-Zusammenstellung, auf keine Beistellung von Schleppkraft zu warten ist, welche Schleppkraft bis heute auf den meisten Kanälen noch bezüglich ihres Dienstes, bezüglich ihrer Tarife etc. etc. ungemein viel zu wünschen übrig lässt.

4. Ersparnis an Tractionskosten, welche, wenn es sich um einen lebhaften Kanalverkehr handelt, jedem bisher bekannten Zugsysteme siegreich entgegentreten kann.

5. Schonung der Kanalufer, da gar kein Wellenschlag bei diesem Schiffszugsysteme entsteht im Vergleiche zu jenem, welcher bei Anwendung von Schrauben- oder Radschleppdampfern auftritt und die Ufererhaltungsspesen nicht unbedeutend beeinflußt.

Bezüglich der Einrichtungskosten dieses Schiffszugsystemes stellte mir Herr Ingenieur Rigoni seine diesbezüglichen Erfahrungsdaten (bei der Einrichtung der Versuchsstrecke auf dem belgischen Verbindungskanale zwischen der Maas und Schelde) zur Verfügung. Diese Ziffern sind folgende:

1. Transmissionskabel zu 20 *mm* Durchmesser, und zwar bestehend aus 36 Tiegelgussstahldrähten à 1·9 *mm*, ferner 13 Weicheisendrähten à 1·9 *mm*; Gewicht per lfd. Meter 1·25 *kg* à Frcs. 0·90, somit für eine 10 *km* lange Versuchsstrecke 20 *km* Länge des Kabels	Frcs.	23.000
2. Leit- und Führungsrollen aus Gusseisen zu 0·40 *m* Diam. ca. 60 *kg* schwer, im Ganzen 400 Stück	„	16.000
Winkelrollen für convexe Ufer zu beiläufig 90 *kg* per Stück, 40 Stück	„	2.600
Winkelrollen für concave Ufer zu beiläufig 120 *kg* per Stück, 40 Stück	„	3.200
Große Leitrollen zu 200 und 250 *kg* per Stück, im Ganzen 20 Stück	„	3.850
3. Betriebsmaschine mit Kessel sammt Antriebsrollen	„	34.400
Einrichtungskosten für 10 *km*	Frcs.	83.050
somit per Kilometer	„	8.300

Bezüglich der Betriebsspesen gibt Herr Ingenieur Rigoni für einen Jahresverkehr von 500.000 Tonnen folgende Ziffern an:

1. Eigentliche Betriebsspesen (für 10 *km* Kanalstrecke)				
1 Maschinist			Frcs.	1.800
1 Heizer, bezw. Schmierer der Rollen			„	1.200
1 Streckenwächter			„	1.200
150 Tonnen Kohle à Frcs. 20			„	3.000
Oel, Talg etc. für Maschine und Rollen			„	1.500
Kleinere Reparaturen			„	1.500
Abnützung der Zwingen etc.			„	800
Für 10 *km*			Frcs.	11.000
somit pro Kilometer			Frcs.	1.100
2. 5% Verzinsung des Anlage-Kapitales pro Kilometer Frcs. 8300 =			„	415
3. Abnützung des Transmissionskabels zu 15% =	Frcs.	345		
der Betriebsmaschine 8%, der Rollen 10%, Lagerböcke etc. 5% =	„	440		
somit Amortisationsquote			„	785
Folglich Betriebsspesen pro Kilometer			Frcs.	2.300

Auf einen Jahresverkehr von 500.000 Tonnen vertheilt, gibt pro Tonnen-Kilometer $\frac{2300}{500.000}$ = 0·0046 Francs = 0·184 kr. Gold, auf einen Jahresverkehr von 1 Million Tonnen daher 0·0023 Frcs. = 0·092 kr. Gold. *)

h) Praktische Versuche mit diesem Schiffszugsystem. Die nachstehenden Daten sind einem officiellen Protokolle entnommen, welches der königl. belgische Ingenieur F. de Schryver am 30. Juni 1885 abfasste.

Durch den Ministerial-Erlass vom 16. März 1882 wurde Herr Ingenieur Rigoni ermächtigt, mit seinem Seil-Schiffszugsysteme auf dem Verbindungskanale zwischen der Maas und Schelde in einer Ausdehnung von 4 *km* einen praktischen Versuch zu machen.

Die Ergebnisse waren folgende:

1. Es kann ein Kabel von beträchtlicher Länge längs der Kanalufer mit vollkommener Gleichförmigkeit bewegt werden, ohne dass sich irgend welche Anstände ergeben.

2. Dieses Kabel behält die Gleichförmigkeit bei, d. h. die Inanspruchnahme desselben ist eine regelmäßige, gleichgiltig ob sich an irgend einem Punkte ein Schiff behufs Fortbewegung an- oder abhängt.

3. Die Befestigung der Schiffsschlepptaue an dem Transmissionskabel erfolgt in praktischer Weise. **)

4. Die Ingangsetzung der Schiffe geschieht in sanfter Weise mit Ausschluss jedes Stoßes.

5. Die einzelnen Constructionstheile zeichnen sich durch ihre Einfachheit aus.

In Folge dieser Versuchsresultate gewährte das königl. belgische Ministerium des Innern mittelst Erlasses vom 14. Juli 1883 Herrn Ingenieur Rigoni die Concession zum Betriebe seines Seil-Schiffszuges auf der dritten Section des früher genannten Verbindungskanales, und zwar zwischen Antwerpen und Herenthal. Die in dieser Section zugestandene Geschwindigkeit für die Fortbewegung der Schiffe betrug 4 *km* per Stunde.

Herr Rigoni verlangte von den Schiffern per Tonnen-Kilometer 0·006 Frcs. (= 0·24 kr. Gold).

Der im Jahre 1885 auf diesem Kanale durch den Pferdezug aufgestellte Tarif beträgt 0·0075 Frcs. (= 0·3 kr. Gold) per Tonne und Kilometer.

Auf dem Kanal von Charleroi beträgt dieser Tarif 0·00822 Frcs. (= 0·33 kr. Gold); †) auf dem Kanal von Terneuzen 0·01365 Frcs. (= 0·54 kr. Gold); auf dem Kanal von Louvain 0·006 Frcs. (= 0·24 kr. Gold); auf dem Kanal von Willebroeck 0·00583 Frcs. (= 0·233 kr. Gold. ††)

*) Da Rigoni seinem Transmissionskabel eine viel geringere permanente Spannung als Levy gibt, so können, ohne in eine Beurtheilung der Vor- und Nachtheile des einen oder anderen Systems einzugehen, die Anschaffungskosten des Kabels, die Rollenständer etc. billiger sein. Rigoni empfiehlt selbst sein System nur für Kanäle mit geringerem Jahresverkehre und gesteht zu, dass für die Bewältigung von bedeutenderem Verkehre (über 1 Million Tonnen) das Levy'sche System den Vorzug verdiene.

**) Seit 1885 hat Herr Rigoni in der Art und Weise der Befestigung des Schlepptaues am Kabel eine bedeutende Verbesserung angebracht. Diese verbesserte Zwinge wurde oben beschrieben.

†) Der Pferdezug ist auf diesem Kanale monopolisirt, d. h. er wird auf je 5 Jahre an den Meistbietenden gegen vom Staate genehmigte Tarife vergeben.

††) Die beiden letzten Posten, nämlich Louvain- und Willebroeck-Kanal, zeigen wieder recht deutlich, welch' enormen Vortheil ein geregelter Dienst im Schiffszuge bietet. Auf dem ersteren besteht ein monopolisirter Pferde-, auf dem letzteren ein monopolisirter Ketten-Schiffszug. Auf dem Terneuzenkanal herrscht noch der ganz unorganisirte Pferdezug.

Diese Ziffern sind alle dem erwähnten Protokolle entnommen.

Nicht unerwähnt soll hier bleiben, dass Herr Ingenieur Rigoni (seiner Mittheilung nach) bereits in den Jahren 1861 und 1862 mit der Idee eines Schiffszuges mittelst Drahtseiles ohne Ende vor die Oeffentlichkeit trat; anderseits haben die Herren Troll und Mercier in Lyon gleichfalls schon im Jahre 1862 ein Patent auf die „Fortbewegung von Schiffen mittelst Seiles ohne Ende“ erlangt. Im Jahre 1869 erhielt Herr Malecieux in St. Quentin ein Patent für eine gleichlautende Erfindung; im Jahre 1882 traten Herr Ingenieur Oriolle in Nantes und Herr Ingenieur Rigoni in Brescia als Patentwerber für den Seil-Schiffszug auf. (Ingenieur Rigoni hat bereits 1881 in Belgien ein diesbezügliches Privilegium erworben; im Jahre 1883 erhielt er auch das Patent in Deutschland.)

Alle oben angeführten, in den Sechziger-Jahren erworbenen Patente wurden leider nicht in die Praxis übertragen. Thatsächlich waren es die Versuche Rigoni's auf der an obiger Stelle erwähnten belgischen Kanalstrecke, welche zuerst in dieser Richtung gemacht wurden.

Als eigentlichen Erfinder müsste man strenge genommen Ferd. Hirn hinstellen, denn er war der Erste, der schon im Jahre 1850 auf die Kraftübertragung durch Drahtseile hinwies und dieselbe auch praktisch ausführte.

Aus dem bisher Gesagten geht wohl deutlich hervor, dass der mechanische Seil-Schiffszug zweifellos für die Schifffahrtskanäle die Betriebsart der Zukunft ist, denn nur diese Art bietet die bisher immer angestrebte, aber noch nicht gleichzeitig erreichte Regelmäßigkeit, Schnelligkeit und Billigkeit des Fortkommens der Schiffe.

Für uns in Oesterreich hat allerdings die eine oder die andere Methode zur Fortbewegung der Schiffe auf Kanälen gegenwärtig nur einen theoretischen Werth; immerhin wollen wir uns jedoch auch mit diesen Fragen ernstlich beschäftigen, da ja das Bestreben, dass auch bei uns endlich Schifffahrtskanäle gebaut werden, von Tag zu Tag mehr Berechtigung und Anerkennung gewinnt.

Zum Schlusse entledige ich mich noch gerne der angenehmen Pflicht, den Herren Rigoni und Levy für ihr freundliches Entgegenkommen an dieser Stelle meinen aufrichtigsten Dank auszusprechen.

IV. Einiges über den im Bau begriffenen Schifffahrts-Kanal von Amsterdam zum Merwede-Flusse.

Schon im Jahre 1822 verbesserte man auf Staatskosten den Wasserweg zwischen Amsterdam und dem Rheine und zwar geschah dieses durch Regulirung des von Amsterdam zu Flusse „Lek“ führenden Kanales, der sogenannten „Keulsche vaart“.

Später im Jahre 1825 wurde der „Zederik-Kanal“ erbaut, welcher die kürzeste Verbindung mit dem Waalflusse ermöglichte. Auf diese Weise hatte man eine Schifffahrtsstraße hergestellt, welche dem Staate beträchtliche Kosten verursachte; dieser Wasserweg genügte wohl den Bedürfnissen der damaligen Schifffahrt. Heute liegt jedoch die Sache anders. Seitdem die Stadt Amsterdam den Nordzeekanal besitzt, also eine Verbindung mit dem Meere, machte sich lebhafter denn je das Bedürfnis geltend, auch zum Rheine hin eine leistungsfähige Wasserstraße zu erlangen.

Die Eingangs erwähnte „Keulsche vaart“ ist an vielen Stellen sehr schmal und bildet viele Serpentinen mit scharfen Krümmuungen, so dass also längere Schiffe nicht passiren können. Ueberdies genügen auch die eingebauten Schleusen, wegen ihrer zu geringen Ausmaße (8 *m* lichte Weite, zulässige Schiffstauchung 2·10 *m*) nicht den heute verkehrenden Rheinschiffen, welche 10 *m* Breite und einen Tiefgang von 2·40 *m* erreichen.

Um diesen für den Handel Amsterdams so nachtheiligen Zustand in der benannten Wasserstraße zu beseitigen, entschloss sich im Jahre 1884 die holländische Regierung, mit theilweiser Benützung dieses alten Wasserweges, einen Verbindungskanal in solchen Dimensionen zu erbauen, der die Befahrung selbst mit den größten Rheinschiffen ermöglichen soll.

Dieser Kanal möge nun im Nachfolgenden näher beschrieben werden. (Man vergleiche hiezu die Skizzen auf Taf. XXVIII.) Er beginnt beim sogenannten Binnen-Y, auch Nordzee-Canal-Becken genannt (welches durch einen starken Damm vom Zuidersee abgetrennt wurde), geht in seinem Verlaufe, mit theilweiser Benützung der „Vecht“ in die Nähe der alten Handelsstadt Utrecht, benützt eine längere Strecke den vaartschen Rijn, gelangt sodann bei den Städten Vreeswijk und Vianen zum Flusse Lek; von letzterer Stadt aus geht die Trace dem früher genannten Zederik-Kanal entlang bis zur Einmündung in den Merwede-Fluss (einen der vielen Rheinarme) bei der Stadt Gorinchem. Diese ganze Strecke Amsterdam-Gorinchem beträgt 70 *km*.

Das Kanalprofil zeigt 20 *m* Breite an der Sohle und 34·40 *m* am Wasserspiegel bei 3·10 *m* Wassertiefe. (Fig. 3.)

Die lichte Thorweite der Schleusen dieses Kanales ist mit 12 *m*, die nutzbare Länge mit 120 *m* festgesetzt; man hat also gegründete Hoffnung, mit diesen Kanal- und Schleusen-Dimensionen noch auf eine lange Reihe von Jahren hinaus auskommen zu können.

Ueber den Kanal führen mehrere Drehbrücken mit doppelten Oeffnungen von je 14 *m*; außerdem übersetzen den Kanal noch vier Eisenbahnbrücken, von denen drei Spannweiten von je 79·50 *m*, 98·70 *m* und 64·30 *m* besitzen, während die vierte Brücke eine Drehbrücke mit den gleichen Dimensionen, wie die oben genannten Drehbrücken, ist. Die lichte Höhe des Brückendurchlasses über dem höchsten Wasserstand beträgt 6·50 *m*, so dass die größten Rheinschiffe auch im unbeladenen Zustande passiren können.

Bezüglich der Kanalcurven, deren Zahl übrigens auf ein Minimum beschränkt wurde, ist zu erwähnen, dass deren Halbmesser zwischen 500—1500 *m* betragen; nur an jenen Stellen, wo man sich an die alten Wasserwege anschloss, kommen auch kleinere Radien vor.

Selbstverständlich ist die Kanalsohle an jenen Stellen, welche Krümmungsradien von 500 *m* und weniger aufweisen,

genügend verbreitert, so dass sich zwei der größten Rheinschiffe (79 *m* Länge) anstandslos begegnen können.

Die Kanalsohle ist auch in der Nähe der Schleusen und bei den Brücken erweitert und zwar auf eine Länge von 100 *m*.

Der neue Kanal durchkreuzt viele Polders,*) woraus folgt, dass der Wasserspiegel des Kanales im Allgemeinen höher liegt als das umgebende Land. Die einzelnen Haltungen des Kanales stehen in offener Verbindung mit den Wasser-Abzugskanälen der Polders, wo es die Wasserspiegel-Verhältnisse gestatten. Der neue Kanal schneidet jedoch manchmal auch solche Abzugskanäle von Poldern, welche nicht den gleichen niedrigsten Wasserstand besitzen; um nun in diesen Fällen die Wasserzirkulation zu ermöglichen, hat man Syphons angelegt, welche unter dem neuen Kanale durchgehen. Sind die unter letzteren Umständen (d. h. bei nicht gleichen niedrigsten Wasserständen) vom neuen Kanale durchschnittenen Wasserläufe für die Schifffahrt bestimmt, so musste man in den Kanaldamm Kammerschleusen einbauen, damit eine ungehinderte Schifffahrt in den durchschnittenen Kanälen möglich ist.

Der in Rede stehende neue Kanal besitzt vier Haltungen, nämlich:

Die erste Haltung erstreckt sich von der in Zeeburg bei Amsterdam angelegten Doppelschleuse bis zur Schleuse westlich von Utrecht; die Länge dieser Haltung beträgt 37 *km*.

Die zweite Haltung beginnt bei der eben genannten Schleuse (westlich von Utrecht) und endigt bei der Doppelschleuse am rechten Ufer des Lekflusses bei Vreeswijk. Diese Doppelschleuse ist im Flussdamme angebracht. Die Länge dieser Haltung beträgt 10 *km*.

Die dritte Haltung beginnt am linken Ufer des Lekflusses bei Vianen; auch hier ist eine Doppelschleuse in den Flussdamm eingebaut. Diese Kanalhaltung reicht bis zur Schleuse bei Gorinchem, welche in den nördlich gelegenen Damm des Steenenhoek-Kanales eingebaut ist. Die Länge dieser Haltung beträgt 21·50 *km*.

Wie man sieht, schneidet der Kanal zwischen der zweiten und dritten Haltung den Lekfluss.

Die vierte Haltung endlich, welche nur eine Länge von $^3/_4$ *km* besitzt, erstreckt sich von der zuletzt genannten Schleuse bis zur Schleuse, welche die Kanalmündung vom Merwedeflusse abschliesst.

Die Fahrrinne zwischen dem Nordzee-Kanal und der Zwillingsschleuse bei Zeeburg ist circa 1400 *m* lang. Auf die Länge eines Kilometers ist der Wasserspiegel dieser Rinne auf 120 *m* erweitert und auf beiden Seiten mit Anlandestellen zu 50, bezw. 100 *m* Breite versehen.

Der Tiefwasserstand des Nordzeekanales stimmt gewöhnlich mit dem Wasserspiegel der ersten Canalhaltung überein; wenn geschleust wird, so handelt es sich nur um die Ueberwindung ganz minimer Gefällsdifferenzen.

Die Gefällsdifferenz zwischen der ersten und zweiten Haltung beträgt 1 *m*, welche durch die westlich von Utrecht gelegene Schleuse überwunden wird.

Die Schleuse bei Vreeswijk ist mittelst eines Vorhafens von 280 *m* Länge und 60 *m* Breite (bei mittlerem Wasserstande) mit dem Lekflusse verbunden. Die im linken Flussdamme des Lek eingebaute Schleuse bei Vianen ist mittelst eines grossen Vorhafens mit dem Flusse in Verbindung gebracht. Dieser Vorhafen, der gleichzeitig auch als Zufluchtshafen dient, hat eine Länge von 660 *m* und eine Breite von 110 *m* bei mittlerem Wasserstande.

Nach der Lekfluss-Passage beginnt die dritte Kanalhaltung und zwar hat dieselbe ein Gefälle von 1·40 *m* nach abwärts zu überwinden. Die Kreuzungsstelle des Lekflusses bildet daher den höchsten Punkt der Trace.

Gewöhnlich ist der Normalwasserspiegel der dritten Haltung höher als jener der vierten Haltung; die Höhendifferenz ist ganz unbedeutend und erreicht nur in aussergewöhnlichen Fällen 1 *m*.

Die Schleuse von Gorinchem ist gleichfalls mittelst eines grossen Vorhafens, der eine Fläche von 11 *ha* bedeckt, mit dem Merwedefluss in Verbindung gebracht.

Die Kosten des ganzen Kanales belaufen sich auf rund 21 Millionen holl. Gulden ≐ 36 Mill. Mark, somit pro Kilometer Kanal auf $\frac{36{,}000{,}000}{70} \doteq 500.000$ Mark.

Die Kosten der Schleusen sind folgende:

a)	Doppelschleuse in Amsterdam . .	1,020.000	holl. Gulden
b)	Schleuse zu Utrecht	180.000	„ „
c)	„ „ Vreeswijk	790.000	„ „
d)	„ „ Vianen	580.000	„ „
e)	Nördl. Schleuse zu Gorinchem . .	270.000	„ „
	Südl. „ „ „ . .	700.000	„ „
	Summe . .	3,540.000	holl. Gulden

gleich rund 6 Millionen Mark.

Zum Schlusse soll noch erwähnt werden, dass die Schifffahrt bereits von einzelnen Theilstrecken dieses neuen Kanales (nördliche und südliche Kanalhaltung vom Lekflusse) Nutzen zieht. Der ganze Kanal wird mit dem Jahre 1892 dem Verkehre übergeben und dadurch eine äußerst wichtige Wasserverbindung zwischen Deutschland und Holland hergestellt werden. Die großen Rheinschiffe, welche bisher nur nach Rotterdam gelangen konnten, werden nun auch die Haupt- und erste Handelsstadt Hollands, nämlich Amsterdam, anlaufen können.

Nicht unerwähnt möge bleiben, dass jegliche Abgabe für die Schifffahrt auf diesem neuen Kanale entfällt.

*) Unter Polder versteht man ein von Deichen umgebenes Terrain, welches tiefer liegt als die Kanäle oder Flüsse. Jeder Polder ist mit Windmühlen — in letzterer Zeit auch mit Dampfmaschinen — versehen um das Grund- und Regenwasser von dem Terrain wegzuschaffen. Selbstverständlich muss der Anlage und dem Baue der Deiche die grösste Aufmerksamkeit zugewendet werden, da sonst ein jedes Hochwasser das tief gelegene Land verwüsten würde. In früheren Jahrhunderten litten die einzelnen Theile Hollands ungemein unter den Ueberschwemmungen. Seit 1737 wurde, durch planmässig ausgeführte Deichbauten das Land südlich vom Ij und Zuidersee, ebenso südlich vom Lek und der Rotterdamer-Maas nicht mehr überschwemmt. Seit 1855 auch nicht mehr der Länderstrich zwischen Lek und Waal, seit 1861 nicht mehr das Land zwischen Waal und Maas, seit 1880 endlich auch nicht mehr das Land südlich des Meerwede-Flusses. Das südlich von der Maas und Nord Brabant gelegene Terrain ist bei jedem Hochwasser innundirt, es sind jedoch alle Bauten darnach eingerichtet. Vom Meere aus fand die letzte Ueberschwemmung im Jahre 1885 statt; die diesbezüglichen Schutzdämme wurden jedoch seit dieser Zeit verstärkt und erhöht, so dass nun auch in dieser Richtung nichts mehr zu befürchten ist.

Ueber Felssprengungen unter Wasser mit Bezug auf die Arbeiten am Eisernen Thore.

Vortrag gehalten in der Plenarversammlung des österr. Ingenieur und Architekten-Vereines am 4. April 1891 vom diplomirten Ingenieur
Michael von Könyves-Tóth.

(Hiezu Tafel XXIX—XXXII.)

Als Se. Excellenz der kön. ungar. Handelsminister *Baross* im Juni 1889 einen Concurs für Methoden, resp. Apparate zur Entfernung der unter Wasser liegenden Felsen an den unteren Donau-Katarakten ausschrieb, gab es wohl keinen Wasserbau- und Spreng-Techniker im ganzen Lande, der sich nicht lebhaft für die Bewältigung dieser Aufgabe interessirt haben würde. Selbst weit von ausserhalb der Grenzen unseres Vaterlandes, von ganz Europa kamen Techniker herbei, um diese bis jetzt wohl einzig auf unserem Continente dastehende Aufgabe zu studiren.

Bei dieser ersten Ausschreibung war nur ein Offert eingegeben worden, welches allen Bedingungen vollkommen entsprach und zur Probearbeit auf eigene Kosten zugelassen wurde, es war die von den rühmlich bekannten Sprengtechniker Herrn k. u. k. Genie-Obersten Johann Lauer eingegebene Methode mit frei aufgelegten Sprengladungen.

Im December 1889 erfolgte vom königl. ung. Handelsminister eine neue Ausschreibung auf Methoden und Apparate zur Entfernung unter Wasser liegender Felsen, welche zur Folge hatte, dass am 31. Jänner 1890 12 Offerte einlangten. Darunter befand sich auch ein Offert auf eine Sprengmethode, welche Ingenieur Thunhart mit mir zusammen ausgearbeitet hat und auf Grund deren unser Offert eingereicht wurde.

Ich werde mir erlauben, hierüber noch nähere Mittheilungen zu machen. Vorher bitte ich mir zu gestatten, einige Worte über das vom Ingenieur Thunhart construirte und von der Maschinenfabrik der königl. ungar. Staatsbahnen für das Eiserne Thor ausgeführte Felsbrechschiff, „Sziklatörö" benannt, sprechen zu dürfen, da dasselbe mit dem Bohrsystem combinirt in Anwendung gelangen soll.

Ingenieur Thunhart's Felsbrechschiff „Sziklatörö".

Bei der Construction des Felsbrechers ging Ingenieur Thunhart von dem Gesichtspunkte aus, den Felsen unter Wasser in derselben Weise auf mechanischem Wege zu zertrümmern und abzumeisseln, wie die Steinbearbeitungs-Maschinen oder der Steinmetz selbst den Steinblock mit dem Meissel bearbeiten. Es soll mit dieser Methode derselbe Nutzeffect erzielt werden, wie mit den brisanten Sprengmitteln und es ist damit der große Vorzug verbunden, dass Menschenleben den Gefahren, welche mit dem Verbrauch so colossaler Quantitäten Dynamit auch bei der denkbar größten Vorsicht unvermeidlich sind, nicht ausgesetzt werden.

Das Felsbrechschiff besteht, wie auf Taf. XXIX zu ersehen ist, seiner Wesenheit nach aus einem 35 *m* langen und 6·5 *m* breiten, 2·50 *m* hohen Eisenschiffe, welches einen Tiefgang von 1·30 *m* erhält. In der Längsachse dieses Schiffes sind sechs oben offene, unten geschlossene 2·20 *m* lange, 1·30 *m* breite, elliptisch geformte Caissons derart eingehängt, dass sie in eigenen Schiffsschlitzen, welche 3 *m* von Mitte zu Mitte abstehen, in kräftigen Rollenführungen durch hydraulischen Druck leicht auf und ab bewegt werden können und so tief senkbar sind, dass die Flussohle normal bis 4 *m* unter dem jeweiligen Wasserstande abgearbeitet werden kann. Im Bedarfsfalle können die Caissons noch durch Einschaltung eines Ringes um 1·20 *m* verlängert werden und so bis auf 5·20 *m* unter Wasser arbeiten.

In jeden dieser Caissons ist ein Dampfhammer derart eingebaut, dass seine verlängerte Kolbenstange in einer Stopfbüchsenführung auf Hubhöhe, d. i. 0·65 *m* aus dem unteren Caissonboden hervortreten kann. An dem unteren Ende der Kolbenstange ist der auswechselbare Gussstahlmeissel, welcher mit vorstehenden Kreuzschneiden ausgebildet ist und 25 *cm* Durchmesser hat, befestigt. Jeder Dampfhammer arbeitet mit 5 Atmosphären Ueberdruck, macht 100—150 Schläge per Minute und ist im Stande einen Aufschlagseffect von 3000 *mkg* mit dem Meissel auf den Felsen abzugeben.

Im Innern des Caissons kann ein Arbeiter leicht die Auswechslung des Meissels, nach Verschluss der Stoffbüchsenöffnung mit einem Schieber, bewerkstelligen.

Das Heben und Senken eines jeden Caissons bewirken zwei hydraulische Druckpistons, welche je an beiden Seiten des Caissons angebracht sind. Der im Innern des Caissons stehende Maschinist ist im Stande, durch Drehung eines Hebelrades sich mit dem Caisson beliebig über dem Felsen zu heben oder zu senken, die Dampfhammerschläge zu verlängern oder zu verkürzen, zu verstärken, abzuschwächen oder ganz aufzuheben. Auch kann er sich durch daselbst entsprechend angebrachte Sondirvorrichtungen jeden Moment von der Lage und Beschaffenheit des abzuarbeitenden Felsens überzeugen.

Wie aus der Zeichnung, Taf. XXXII, Fig. 3, ersichtlich, wird die Aufstellung, Verankerung, Vor- und Seitwärtsbewegung des Felsbrechschiffes mit der auf dem rechtsseitigen Führungsponton angebrachten Dampflavirung derart bewerkstelligt, dass ein Einstellen desselben auf Decimeter genau hiedurch ermöglicht ist.

Zwischen zwei Führungspontons, welche untereinander steif verbunden und durch eiserne Fixirungspiloten am Felsgrunde festgestellt sind, bewegt sich das Felsbrechschiff mit seinen sechs Dampfmeisseln stampfend aufwärts, einen 50 *m* langen Felsabbruch in Meisselbreite herstellend. Die Vorgabe beträgt jedesmal circa 30 *cm* und arbeiten die in einer Linie hintereinander staffelförmig gestellten Caissons, resp. Meissel stetig vorrückend, jeder je nach der Härte des Gesteines wechselnd, eine 10 bis 30 *cm* hohe Felsstufe ab.

Am oberen Ende der Arbeitszone angelangt, wird der Apparat mit der am Vorderdeck desselben aufgestellten Dampfwinde wieder in seine unterste Stellung gebracht und die Kanalsohle entweder nochmals nach aufwärts durchgearbeitet, oder es werden, falls dies nicht mehr nöthig die Führungs-Pontons nach Hebung der hinteren Fixirungspiloten, um die Breite der Vorgabe, d. i. um 30 *cm* gegen die Arbeitsrichtung mit der Dampflavirung verstellt, und das Felsbrechschiff wieder stromaufwärts in Thätigkeit gesetzt. Derselbe Vorgang wiederholt sich bei jeder Tour, bis die Kanalsohle überall gleichmäßig tief, vollkommen eben

abgearbeitet, und der Cunettenrand erreicht ist. Der abgebrochene Fels wird derart in kleine Stücke und Schutt zerstampft und durch die reissende Strömung selbst nach tiefer gelegenen Partien der Kanalsohle geschafft, dass ein Herausfördern desselben aus dem Wasser größtentheils unnöthig wird. Um auch jene Steintrümmer, welche durch Sprengung von der Felsbank schon ganz losgelöst wurden und nicht zerstampft zu werden brauchen, möglichst rasch aus dem Kanalprofile herausfördern zu können, sind an den beiden Führungspontons je 2 Stück verschiebbare Priestmann'sche Zangenbagger angeordnet, welche die losen Steine aus der Sohle in danebenstehende Steinschiffe heben.

Ein solcher Apparat, wie der oben besprochene, jedoch ohne Führungspontons und blos mit einem Caisson in der Mitte, wurde, wie ich Eingangs erwähnte, von der Maschinenfabrik der königlich ungarischen Staatsbahnen für das Eiserne Thor angefertigt und behufs Probearbeit gegen Ende April 1890 am Jucz-Katarakte aufgestellt. (Taf XXXII, Fig. 1.)

Das Resultat der kurzen Probearbeit in dem sehr harten Diorit-Gestein, war nach Angabe des Ingenieur Thunhart ein überraschend günstiges. Es zeigte sich am Gusstahlmeissel nach sechsstündiger Arbeit kaum eine nennenswerthe Abnützung und war an demselben Meissel nach einer 14stündigen Arbeit eine Schneiden-Abnützung von blos 1 *cm* zu constatiren. Der Caisson ließ sich mit Leichtigkeit in jede gewünschte Stellung bringen, der Dampfhammer machte seine 100—120 Schläge in der Minute, auch die Lavir- sowie die Sondir-Vorrichtung functionirte befriedigend.

Gleich bei Beginn der Probearbeit zeigte sich, dass die Umsteuerung des Dampfhammers öfters versagte, was jedoch auf keinen Constructions- oder Systemfehler zurückzuführen ist, sondern lediglich in der Montage gelegen war. Die Direction der Maschinenfabrik der königlich ungarischen Staatsbahnen ließ in zuvorkommender Weise den vorerwähnten Mangel sofort beheben, was aber, da in Orsowa keine Hilfsmittel vorhanden waren, circa 20 Tage Zeit in Anspruch nahm.

Nach Aussage des Ober-Ingenieurs der königlich ungarischen Maschinenfabrik, Herrn Roth, welcher die Ausführung des Probeapparates leitete, arbeitet jetzt der reconstruirte Dampfhammer sehr ruhig und geräuschlos, was uns auch von dem Leiter der Probearbeiten bestätigt wurde.

Da mittlerweile jedoch die gesammten Arbeiten am Eisernen Thore an eine General-Bauunternehmung übergingen, so wurden auch die weiteren Probearbeiten, welche vom königlich ungarischen Handels-Ministerium in eigener Regie eingeleitet waren, sistirt, und alle weiteren Verfügungen der General-Bauunternehmung selbst überlassen.

Das bei dieser Probearbeit gewonnene Arbeits-Resultat konnte leider nicht genau erhoben werden. Schuld daran war, dass der Apparat blos sehr kurze Zeit an jener Stelle arbeiten konnte, an welcher Querprofile über die Felsbank früher aufgenommen worden waren, und dass nach Einstellung der Probearbeiten eine Messung der geleisteten Arbeit nicht gemacht wurde.

Es konnte nur durch die am Apparate selbst unmittelbar 30 *cm* vor und 30 cm nach dem Meissel in der Arbeitsrichtung angebrachte Sondirvorrichtung der Fels absondirt und dadurch die vom Meissel während seiner Thätigkeit geleistete Arbeit gemessen werden, welche nach wiederholten Aufzeichnungen folgendes Resultat ergab:

Meisselfortschritt in der Minute . . .	1·00 Meter
Meisselbreite	0·25 „
Höhenunterschied vor und nach der Abmeisselung 0·20 *m*, 0·15 *m*, 0·10 *m*, im Mittel	0·15 Meter
Hubzahl, Schläge in der Minute . . .	100—120
ergibt per Stunde Felsabbruch: 1·00 *m* × 0·25 *m* × 0·15 *m* × 60 =	2·25 Cubik Meter
Für den ungünstigsten Fall blos 50% Nutzleistung angenommen, per Stunde	1·1 „
Per Tag in 10 Arbeitsstunden	11·0 „

Kosten per Arbeitstag, während der Probearbeit gerechnet:

Bemannung, Kohle, Meisselabnützung und Materialverbrauch	75 fl.
Regie	20 „
Maschinen, Reparaturen und sonstige Anschaffung	20 „
Zusammen per Tag	115 fl.

somit Kosten für 1 m^3 Felsabbruch 115 : 11·0 = 10 fl. 45 kr.

Es sei hier jedoch ausdrücklich bemerkt, dass sich diese angenäherte Kostenaufstellung blos auf die kurze Probearbeit bezieht, und daher keine Arbeitsausnützung, Amortisirung, Gewinn etc., noch eine Profilaufnahme der Preisberechnung zu Grunde liegt.

Ich komme nun auf das am 31. Jänner 1890 zu Folge der zweiten Ausschreibung des k. ung. Handels-Ministeriums vom 5. December 1889 von uns eingegebene Project, betreffend eine Methode, beziehungsweise einen Apparat zur Beseitigung der unter Wasser liegenden Felsen am Eisernen Thor, zu sprechen.

Wie schon Eingangs erwähnt, wurden bei dieser zweiten Offertverhandlung 12 Offerte auf Sprengmethoden, beziehungsweise Apparate eingereicht; da sich jedoch mittlerweile eine Generalbau-Unternehmung fand, welche die Gesammtarbeiten am Eisernen Thore zur Ausführung übernahm, so wurden alle eingegebenen 12 Projecte den Einreichern ohne Verhandlung und ohne irgendwelche Bemerkung einfach wieder zurückgegeben. Natürlicherweise denkt die technische Welt nach einen solchen Vorgehen, dass sämmtliche Systeme unausführbare Hirngespinnste gewesen und es nicht der Mühe verlohnte, sich weiters mit denselben zu befassen. Der Umstand, dass die General-Bauunternehmung, welche die Arbeiten am Eisernen Thore erstanden hat, zu solchen Methoden greift, welche schon irgendwo angewendet worden sind, ist natürlich von ihrem Standpunkte aus vielleicht sehr berechtigt, es ist dies aber gewiss noch kein Beweis, dass die von ihr gewählten Systeme am Eisernen Thore anwendbar sind und dass ein noch nicht erprobtes und daher nicht acceptirtes System schlecht sei.

Das Thunhart-Könyves-Tóth'sche Felsbohrschiff „Sziklafuró".

Die Grundidee des Bohrschiffes ist jene des Thunhart'schen Felsbrechschiffes „Sziklatörö" und besteht dasselbe wie aus Tafel XXX zu ersehen ist, seiner Wesenheit nach

aus einem 55 *m* langen, 8 *m* breiten, circa 3 *m* hohen Eisenschiffe, welches einen Tiefgang von 1·30 *m* erhält; es wird an 6 calibrirten Ketten, welche an ausgelegten Ankern befestigt und im Innern des Schiffes über mit Dampf dirigirbaren Kettentrommeln laufen, nach vor und rückwärts sowie nach beiden Seiten bewegt. Mit Hilfe dieser Vorrichtung kann das Schiff auf jedem beliebigen Punkte in feste Stellung gebracht werden, daher ebenso leicht als schnell seinen Platz wechseln.

Damit der Stand des Schiffes aber noch sicherer fixirt sei — da das Felsbohren eine standhaftere Stellung bedingt als das Felsbrechen — werden am Vorder- und Hintertheile des Schiffes je eine große eiserne Pilote auf den Felsgrund gelassen, welche auch beim tiefsten Stande noch mit 3 *m* Führung im Schiffskörper geführt ist. Diese Piloten geben gegen die Seitenschwankungen des Schiffes in horizontaler Richtung festen Halt, lassen aber dem Heben der Wellen in verticaler Richtung in der Pilotenführung freien Spielraum.

In der Längenachse des Bohrschiffes sind 5 Caissons 6 *m* von Mitte zu Mitte entfernt, derart eingehängt, dass sie in sicheren Rollenführungen jeder von den andern unabhängig durch die an den beiden Querseiten des Caissons angebrachten hydraulischen Druckpistons gehoben oder nach Belieben auf die Oberfläche des Felsens gesenkt werden können. Jeder dieser Caissons hat einen elliptischen Querschnitt und ist im Lichten 3·8 *m* lang, 3·0 *m* breit, 6·50 *m* hoch.

Der Caisson wird durch eine aus Traversen construirte Decke in 2 übereinander liegende Räume getrennt, in den oberen Einsteigschacht mit der Luftschleuse, und in den unteren Raum, welcher die Arbeitskammer bildet.

In der Arbeitskammer, welche eine lichte Höhe von 4·50 *m* hat, ist das Bohrgestelle in der Weise untergebracht, dass es, wenn der Caisson in gehobenen, resp. in nichtarbeitenden Zustande sich befindet, in der Mitte der Arbeitskammer am Plafond an zwei Ketten 160 *cm* von demselben entfernt schwebend hängt. Soll der Caisson in Arbeit gestellt werden, d. h. soll gebohrt werden, so wird er etwa 60—80 *cm* über die Felsbank gesenkt, und es wird comprimirte Luft bis zur Verdrängung des in der Arbeitskammer befindlichen Wassers durch Oeffnen eines Hahnes aus dem gemeinschaftlichen Druckluft-Reservoir eingeblasen. Hierauf werden die 4 Füsse des Bohrgestelles als Plungerkolben der hydraulischen Säulen, denn als solche ist ein jeder Fuss ausgebildet, bis an den Felsgrund, der eine Fuss höher, der andere nach Erfordernis tiefer, je nach Beschaffenheit und Form der Felsoberfläche, durch die eigene Schwere herausgeschoben, wobei gleichzeitig Wasser in das Vacuum der Bohrsäulen durch den in der Mitte des Bohrgestelles angebrachten Schlauch eintritt; sodann wird das ganze 10.000 *kg* betragende Gewicht des Bohrgestelles mit Wasserdruck ausbalancirt, d. h. es werden die 4 Füsse mittelst einer kleinen hydraulischen Druckpumpe gleichmäßig belastet und festgestellt. (Tafel XXXI.)

Der Caisson wird, sobald die Füsse des Bohrgestelles ordentlich gefasst haben, weiters um 30—40 *cm* nachgelassen, so dass er nun mit dem Bohrgestelle selbst blos durch die lose herunterhängenden Ketten in Verbindung ist, während letzteres mit seinem Gewicht vollkommen frei in der Mitte des Caissons am Felsgrunde in etwa 20 bis 30 *cm* tiefen Wasser feststeht.

Da der mit dem Schiffe verbundene Caisson etwa 30 *cm*, nach Bedarf mehr, vom Felsgrunde absteht, zwischen der Caissonwand und dem Bohrgestelle ringsherum einen Zwischenraum von 60—80 *cm* frei lässt, und von der Caissondecke, von welchem jetzt die Tragketten lose herabhängen, bis zur Oberkante des Bohrgestelles ein freier Zwischenraum von 0·80 *m*—1·0 *m* besteht, so kann er den Schiffsschwankungen frei folgen, ohne das Bohrgestelle oder den Felsboden irgendwie zu berühren.

Das Bohrgestelle ist für vier gleichzeitig arbeitende Bohrmaschinen construirt und ist trotz seines großen Gewichtes in Folge Construction der Füsse als hydraulische Presskolben leicht zu heben und zu handhaben. Das Bohrgestell gestattet in Folge des Querverbandes sowohl den Bohrmaschinen als auch den Arbeitern den größtmöglich freien Raum, da die angewendeten vier Bohrmaschinen an den vier Füssen, resp. hydraulischen Trägersäulen befestigt von allen Seiten zugänglich sind, und eine jede Bohrmaschine unabhänging von der anderen ist. Auch sind sie sowohl im verticalen wie im horizontalen Sinne drehbar.

Das Bohren selbst wird mit vier gleichzeitig arbeitenden Fröhlich'schen Steinbohrmaschinen bei 4—6 Atmosphären Ueberdruck bewerkstelligt, und sobald die vier Bohrlöcher von einem Caisson aus entsprechend tief gebohrt sind, werden sie mit Dynamitpatronen geladen, die einzelnen Zündleitungen der Minen mit der Hauptzündleitung verbunden, und der Caisson gehoben, wobei sich die Tragketten spannen, und das Bohrgestelle sammt Bohrmaschinen und Arbeitern mitgehoben wird. Die aus dem Bohrgestelle hervorragenden Füsse werden nach Oeffnung der Wasserhähne mittels comprimirter Luft zurückgepresst.

Derselbe Vorgang wiederholt sich einzeln bei jeden der fünf eingehängten Caissons.

Das Bohrschiff wird, sobald alle Caissons gehoben und alle 20 Minen erbohrt und adjustirt sind, wozu 1 bis $1^1/_2$ Stunden Zeit erforderlich ist, durch die eigene Dampflavirung in die nächste Aufstellung gebracht, welche in derselben Linie, in der Richtung der Längenachse des Schiffes, 3 *m* aufwärts erfolgt. Sobald die 20 Bohrlöcher auch in dieser Aufstellung fertiggebohrt und die Minen wieder adjustirt sind, beginnt das Abbohren einer zweiten Reihe, je nach der Bewegungsrichtung des Schiffes, entweder rechts oder links fortschreitend parallel zur ersten, in einer von der nöthigen Tiefe der Bohrlöcher bedingten Entfernung von rund 1 bis $1^1/_2$ Meter von Bohrloch zu Bohrloch, in der Weise, dass sich die Wirkungssphären der einzelnen Minen kreuzen, wobei die Caissonstellungen, wie Fig. 2, Taf. XXXII veranschaulicht, schachbrettartig erfolgen.

Unsere patentirte Zündleitung ist derart construirt, dass die mit dem Zündmedium eingesponnene Kupferdrahtseele zur Prüfung aller mit der aus einem Caisson ausgehenden Hauptleitung verbundenen Zündpatronen dient, und dass sämmtliche Minen, welche mit einer Caisson-Hauptleitung verbunden sind, von einem Punkte aus gleichzeitig gesprengt werden können. Die Zündleitung selbst wird fortlaufend an der Flusssohle befestigt.

Arbeits-Ausführung.

Sobald die mit dem Bohrschiffe auf die ganze Breite der abzusprengenden Kanalsohle und auf eine Schiffslänge, das ist auf 33 Meter Länge, hergestellten Minen gebohrt, regelrecht adjustirt, und mit der Zündleitung verbunden sind, stellt sich das Bohrschiff mittelst seiner Dampflavirung aus dem Bereiche der Sprengminen und werden von hieraus sämmtliche Minen gleichzeitig gezündet und gesprengt.

Nach vollzogener Absprengung der Minen spinnt sich das Bohrschiff auf seiner ausgelegten Hauptkette in die nächst aufwärtsliegende Arbeitszone und beginnt dort seine Arbeit wie vor beschrieben, in der der vorherigen entgegengesetzten Richtung.

Nach Sprengung der gesammten Minen in einer Arbeitszone wird sich die Kanalsohle noch wenig vertieft zeigen, es sind die Felsmassen hierdurch zum großen Theile nur aus ihrer Verspannung und ihrem Zusammenhange gebracht worden, dieselben müssen aber auch aus dem Kanalprofile herausgeschafft werden, was insoferne eine sehr schwierige Aufgabe ist, weil an vielen Stellen die zwischen den Minen verbliebenen nicht ganz gelösten Felskegel weder durch Butten oder Zangenbagger noch durch sonstige Hebevorrichtungen entfernt werden können, sondern ein zweit- oder gar drittmaliges Absprengen solcher Stellen, oder aber eine von vornherein viel tiefere Anlage aller Minen unter dem Niveau der Kanalsohle nöthig machen.

Durch Anwendung des vom Ingenieur Thunhart construirten Felsbrechschiffes ist ein Herausschaffen der Steine aus dem Kanalprofile, ein Nachsprengen oder Tieferlegen der Minen unter das Niveau der Kanalsohle unnöthig, da mit demselben sowohl die durch Sprengung gelösten Steintrümmer als auch stehengebliebene Felskegel und Riffe zu solch kleinen Stücken zerstampft werden, dass sie durch die reissende Strömung der Kataracte nach außerhalb des Kanalprofiles getragen und in die nächst liegenden Tiefen gerollt werden. Was mit einer noch so sorgfältig ausgeführten Bohrung und wiederholter Felssprengung nicht vermieden werden kann, nämlich dass am Felsgrunde hie und da einzelne Felsriffe stehen bleiben, die man nicht constatiren, auch nicht einmal bemerken kann, von denen aber in jeden Kanale ein Paar genügen, um in tiefgehende Schiffe ein Leck zu schlagen, das ist mit dem Felsbrechschiffe, welches Centimeter für Centimeter den Fels in der Kanalsohle genau und eben abmeisselt, zu erreichen.

Die Aufstellung des Felsbrechschiffes über eine bereits abgesprengte Arbeits-Zone, der Arbeits-Vorgang, sowie die nähere Beschreibung desselben ist auf Seite 147 bereits mitgetheilt worden und auf Taf. XXXII, aus der Fig. 3 ersichtlich.

Minen-Theorie mit Bezug auf die Arbeiten am Eisernen Thore.

Um eine Einsicht in die verschiedenartige, vom Sprengmaterial und von der Art und Weise der Ladung und Zündung abhängige Wirkung der Sprengungen zu bekommen, seien folgende Daten von bewährten Fachmännern vorgeführt.

Nach der Theorie von Geniehauptmann Eduard Ržiha*) verpflanzt sich der Druck der nach der Explosion entwickelten Gase in Kugelwellen. „Die Kugelwellen, welche das Medium durchschreiten, haben eine radiale Bewegung und Zusammendrückung der Erde im Gefolge. Die Kraft verpflanzt sich durch erregte Wellen in elastischen und sehr festen Medien ohne die Massetheilchen mitzunehmen. Ein auf einem ruhigen Wasser schwimmender Körper beispielsweise bleibt bekanntlich auf derselben Stelle liegen, wenn auch (durch z. B. einen Steinwurf) erregte Wellen unter ihm hinweggehen, welche ihn abwechselnd heben und senken."

Von Professor H. Hoefer*) werden die Sprengungssphären — einen Minenherd vorausgesetzt, der in der unsprengbaren Gänze liegt, das ist so tief, dass an der freien Fläche keine dauernde Wirkung verbleibt — folgend charakterisirt.

A. Die Druck-Sphären. Von einem Sprengstoff von solch' hoher Brisanz, wie das Dynamit, wird die Umgebung des Minenherdes nicht nur zermalmt, sondern die unmittelbar an dem Minenherd liegende zermalmte Partie wird derart zusammengedrückt, dass die gelockerten staubförmigen Theilchen wieder zu einem festen Ganzen werden. „Wir haben somit um den Minenherd zwei Wirkungszonen liegen, deren Auftreten und Dimensionirung von dem Verhältnisse der im Minenherde pro Flächeneinheit drückenden Kraft zu dem Bruchmodul des auf seine Druckfestigkeit in Anspruch genommenen Gesteines abhängt. Wir heissen diese beiden Druckzonen die Compressions-Sphäre und Zermalmungs-Sphäre."

„An der Kugelschale, welche die Zermalmungs-Sphäre gegen aussen hin abschliesst, ist die dort in jedem Flächenelemente wirkende Kraft gleich dem Widerstande des Gesteines gegen das Zerdrücken, also gleich dem entsprechenden Festigkeitsmodul. . . . . Es wird sonach ein Dynamitschuss auch noch um so viel unter den Minenherd wirken, als der Radius der Zermalmungs-Sphäre beträgt."

B. Die Bruch-Sphären. „Der Risskegel entsteht dadurch, dass die auf die freie Fläche normal wirkende Kraft größer ist, als der Modul des Gesteines gegen das Zerbrechen; ein gleiches gilt für den Wurfkegel, der mit dem zuvor genannten die Vorgabe als gemeinsame Achse besitzt und innerhalb welchem ein Kraftüberschuss vorwaltet, der zum Wegschleudern der abgerissenen Gesteinstrümmer verwendet wird. Wir haben es somit hier — in den Bruch Sphären — mit Problemen über Bruchfestigkeit zu thun, während innerhalb der Druck-Sphären die Medien auf reine Druckfestigkeit beansprucht werden; an diesem principiellen Unterschiede müssen wir festhalten." Entsprechend diesen Betrachtungen liegen um den Minenherd, von diesem ausgehend:

„*A*) Drucksphären { 1. Compressions-Sphäre.
2. Zermalmungs-Sphäre.

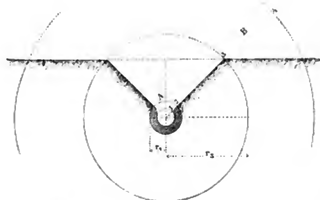
„*B*) Bruchsphären { 3. Wurf-Sphäre.
4. Riss-Sphäre.

„*C*) 5. Schwingungs-Sphäre.

„Die Menge des innerhalb der Zermalmungs-Sphäre liegenden Gesteines ist gegenüber dem Risskegel so klein, dass wir dieselbe füglich vernachlässigen können."

*) Die Theorie der Minen, basirt auf der Wellenbewegung in concentrischen Kugelschichten. Von Eduard Ržiha, Hauptmann im k. k. Geniestabe. Lemberg 1866.

*) Beiträge zur Spreng- oder Minen-Theorie von H. Hoefer, ord. Professor an der Berg-Akademie zu Pribram. Wien 1880.



Z. B.:

Zermalmungssphäre ($r_1 = 2^{dm}$); $\pi r_1^3 = 25$ dm3
Wurfsphäre ($r_3 = 10^{dm}$); $\pi r_3^3 = 3141 \cdot 6$ „
Wurfkegel; *) $\frac{1}{6} \pi r_3^3 = 523$ „
Zermalmungssphäre: Wurfkegel, rund = 1 : 20.

Nach Roux und Sarrau.**) Einige Sprengstoffe können auf zwei verschiedene Arten zur Explosion gebracht werden. „Die eine Art der Explosion wird hervorgerufen durch einfache Anwendung von Hitze, Explosion zweiter Ordnung oder einfach Explosion genannt; eine Explosion erster Ordnung, Detonation genannt, tritt ein, wenn derselbe Sprengstoff durch Hitze unter verhältnismäßig starkem Druck zur Verbrennung gebracht wird.“ Bei der Explosion findet eine verältnismäßig langsamere Entwicklung der Explosionsgase statt, während bei der Detonation die Verbrennung des Körpers momentan vor sich geht.

„Dynamit wird durch starke, mit Knallquecksilber gefüllte Zündkapseln zur Detonation gebracht, u. zw. ist die Zündpatrone im Stande, diese Detonation der ganzen Ladung mitzutheilen, wenn letztere fest in das Bohrloch eingepresst ist. Ist dies nicht der Fall, so kann eine theilweise Detonation und theilweise Explosion eintreten, der Sprengstoff kommt dann nicht zur günstigsten Wirkung.“

„Es scheint überhaupt ein unbedingtes Erfordernis der Detonation die innigste Berührung der Sprengstoffe und die gepreßte Einschliessung derselben zwischen festen Wänden zu sein.“ „Z. B.: Bei Versuchen mit gusseisernen Bomben von gleichen Dimensionen, reichten 4 *g* Dynamit hin, die Bomben zu sprengen, wenn dasselbe detonirte, dagegen waren 16 *g* Dynamit hiezu erforderlich, wenn es einfach explodirte.“

Um eine klare Einsicht zu bekommen, welch' große Differenz zwischen Schub- und Druckfestigkeit besteht, auf welche das Gestein in Anspruch genommen wird, mögen die Daten der nachstehenden Tabelle dienen.

*) Ist r_3 der Radius der Wurfsphäre, so wäre der richtige Ausdruck für den größten möglichen Wurfkegel nicht $\frac{1}{6} \pi r_3^3$, sondern

$$\frac{2}{9\sqrt{3}} \pi r_3^3 = \frac{1}{7 \cdot 8} \pi r_3^3$$

**) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften von Heusinger v. Waldegg. Leipzig 1880, VIII. Cap. Tunnelbau, bearbeitet von Mackensen & Richard.

Tabelle A†). Festigkeit verschiedener Bausteine

in Kilogramm per Quadrat-Centimeter.

Nummer in der Sammlung geprüfter Materialien	Gestein-Art	Fundort	Druck- Festigkeit		Schub- Festigkeit		Zug- Festigkeit	
			kg	Richtung des Druckes gegen das Lager	kg	Richtung der Abschubfläche gegen das Lager	kg	Richtung des Zuges gegen das Lager
24	Sehr feinkörniger schmutziggelber Granit	Hauzenberg. Niederbayern	900	⊥	85	⊥		
					65	quer		
					61	‖		
12	Sehr harter grobkörniger Granit	St. Gotthard-Tunnel in der Schweiz, 15 *m* vom Nordportal	790	⊥	48	‖	27	‖
			890	‖	77	‖	22	⊥
					110	quer		
					87	⊥		
					76	halb		
					50	‖		
13	Sehr harter streifiger Granit	St. Gotthard-Tunnel in der Schweiz, 200 *m* vom Nordportal	1100	⊥	130	⊥	58	‖
			930	‖	120	⊥	38	‖
					94	quer		
					108	„		
					54	‖		
					42	‖		
6	Grünstein	Ottendorf bei Ludwigsstadt in Oberfranken	1070	⊥	90	⊥	50	⊥
			1500	⊥	66	⊥		
			1680	⊥	88	quer		
			1970	⊥	97	„		
			1720	‖	78	‖		
			1530	‖	78	‖		
			1510	‖	94	‖		
			1400	‖	95	‖		

†) Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der kön. polytechnischen Schule in München von Prof. J. Bauschinger. München, Verlag Th. Ackermann, IV. Heft, 1874. Gruppe I—IV, Natürliche Gesteine

Hienach beträgt bei festen Graniten und Grünstein im Mittel rund die Druckfestigkeit 1200, die Schubfestigkeit 80 kg/cm^2.

Mithin ist das Verhältniss zwischen Druckfestigkeit und Schubfestigkeit = 15:1.

„Hiebei mag in Erinnerung gebracht werden, dass die gewöhnlich in den Handbüchern angegebenen Festigkeitszahlen nicht direct in die Rechnung gestellt werden dürfen, indem sich dieselben auf Körper beziehen, welche aussen freie Flächen besitzen, z. B. Säulen (Würfel), während es sich beim Felssprengen um das Zerdrücken eines sonst allseits umschlossenen Körpers handelt, an dessen einer freien Fläche, jener des Minenherdes die zermalmende Kraft wirkt." (Professor Hoefer.)

Aus dem oben Angeführten ist erklärlich, dass das Dynamit mit seiner brisanten Wirkung mit freiaufgelegten Sprengladungen in starken Blechbüchsen (auch eine theilweise Detonation angenommen) bei freiliegenden Eisenplatten, Brücken-Constructionen und unter Wasser bei freistehenden Brückenpfeilern, wo das zu sprengende Object auf Bruchfestigkeit, d. i. Schub- und Zugfestigkeit in Anspruch genommen wird, vorzüglich anwendbar ist.

Ebenso ist es erklärbar, dass die Wirkung einer Serie von an derselben Stelle frei aufgelegten Dynamitladungen im flachen harten Felsgrunde eine begrenzte ist, weil der harte Fels in der Compressions- und Zermalmungs-Sphäre nur auf seine Druckfestigkeit in Anspruch genommen wird, und weil in der Wurf- und Rissspäre die Kraft sich im Gestein durch erregte Kugelwellen verpflanzt ohne die Massetheilchen mitzunehmen. Wiederholt auf dieselbe Stelle frei aufgelegte Sprengladungen werden somit die oberste Kruste noch mehr comprimiren, von einer „Abfuhr des Sprenggutes durch den Strom" kann daher keine Rede sein, wie Professor Hoefer folgend orklärt:

„Setzen wir für eine Versuchsreihe dasselbe Sprengmedium und eine gleiche Ladung voraus, so werden die Seitenlängen der Wurfkegel sehr verschieden sein, und von der Größe der Vorgabe abhängen. Letztere kann auch gleich Null sein, d. h. liegt die Patrone, oder der Minenherd auf der freien Fläche zu Tage, so wird die Seitenlänge des Kegels Null werden."

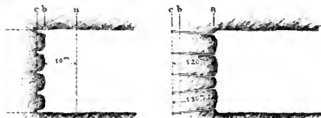
Frei aufgelegte Dynamit-Sprengladungen sind in den Grenzen der Zermalmungssphäre, bis zu einer gewissen von Festigkeitsmodul des Gesteines abhängigen Tiefe von etwa 30—40 Centimeter zum Absprengen des Felsgrundes mit Erfolg zu verwenden.

Vor Kurzem sind zwei neue Sprengmethoden bekannt geworden, welche den Fels unter Wasser ohne Bohren sprengen wollen; die eine dieser Methoden beabsichtigt die Sprengung des Felsens durch Auflegen von in Säcke einbetonirte Dynamitladungen auf die Felsoberfläche zu erreichen, die zweite will dagegen die Sprengung durch Bedeckung der auf den Felsgrund frei aufgelegten Sprengladungen mit einer eisernen Glocke, welche als Besatz dienen soll, bewerkstelligen.

Beide Ideen leiden an der Begriffsverwirrung, dass hierdurch allerdings eine vollkommenere Detonation erzielt und die Wirkung des Dynamits sich auch in der Wurf- und Rissphäre nach abwärts äussern wird; dagegen wird der Fels so wie bei frei aufliegenden Sprengladungen unter Wasser nur auf Druckfestigkeit in Anspruch genommen, nur zusammengedrückt, aber nie und nimmer aus seiner Spannung gehoben und zerrissen. Die Kraft verpflanzt sich außerhalb der Zermalmungssphäre durch erregte Kugelwellen ohne die Massetheilchen mitzunehmen.

Eine vollkommene Detonation, eine den Felsen aus der Spannung hebende Wirkung der Sprengung kann im flachen harten Felsgrunde nur beim Anbringen der Sprengladung in Bohrlöchern des zu sprengenden Gesteines selbst erfolgen, wo dem Minenherde eine derartige Vorgabe gegeben ist, dass das Gestein in der Wurf- und Rissphäre auf seine Zug- und Schubfestigkeit in Anspruch genommen wird.

Als Beweis der eben entwickelten Behauptungen kann ich die Sprengungen im Stollen im festen Gestein anführen: z. B.: St. Gotthard, Spitzberg, Sonnenstein-Tunnel, wo die Bohrlochtiefen bei jeder Attaque den Stollenfortschritt



um 20 bis 30 Centimeter übertrafen, d. i. bei 1·20 bis 1·30 *m* tiefen Bohrlöchern wurde gewöhnlich nur 1·0 *m* Stollenfortschritt erreicht, und das „Vor-Ort" hinter dem Minenherde ausserhalb der Zermalmungs-Sphäre verbliebene Gestein war etwa nicht zerrissen, sondern klang hell wie eine Glocke.

Sollte die Wirkung unter dem Minenherde im flachen harten Felsgrunde bei freiaufliegenden Sprengladungen unter Wasser, also beim Wasserbesatz größer sein, als beim festen Besatze im festen Bohrloch des Muttergesteines im Stollen?

Vergleichung der Sprengarbeit mit der mechanischen Arbeit.

Wir kommen jetzt zur Beantwortung einer vorhin offen gelassenen Frage, warum man in den Katarakten am Eisernen Thore im festen Felsen mit Bohrlöchern sprengen und nicht blos mit mechanischer Arbeit vorgehen soll.

Weil eben durch Meissel und Hämmer der Fels wieder nur auf Druckfestigkeit, wogegen bei gut angelegten Bohrlöchern in der Wurf- und Rissphäre auf Schub- und Zugfestigkeit in Anspruch genommen wird, wie wir im vorhergehenden Capitel erklärt haben.

Zur Grundlage des Vergleiches der Sprengarbeit mit der mechanischen Arbeit sollen ausser der vorngebrachten Tabelle A noch folgende Daten dienen:

Tabelle B. Nützliche Arbeit eines Kilogrammes Sprengstoff.

Sprengstoff	nach Bertholet (Dolezalek) [1]	nach Roux u. Sarrau (Říha) [2]	nach Říha: $p = 13 \cdot 71\,\%$ [3]) gibt nützliche Arbeit	Říha: Verhältnisszahl der Arbeitswerthe		Roux u. Sarrau: Verhältnisszahl für die Sprengwirkung bei einfacher Explosion	Roux u. Sarrau: Verhältnisszahl für die Sprengwirkung bei Detonation
	theoretische Arbeit						
	Meter Kilogramm						
Sprengpulver (62 % Salpeter) . . .	308000	242335	33224	1·0	—	1·0	4·34
Dynamit (75 % Nitroglycerin) .	500000	548250	75165	2·2	1·0	—	—
Gelatine (92 % „) .	640000	766913	105144	3·2	1·4	—	—
Nytroglycerin	667000	794565	108935	3·3	1·5	4·8	10·13
Schiessbaumwolle	456000	—	—	—	—	3·0	6·46
Knallquecksilber	—	—	—	—	—	—	9·28

Tabelle C,

über den Dynamitverbrauch für 1 m^3 Gesteinsgewinnung, und über den auf die Bohrorschneide bezogenen Aufwand an mechanischer Arbeit für 1 cm^3 Bohrvolumen mittelst Bohrer von 30—35 *mm* Schneidenlänge.

Arbeits-Ort	Gesteins-Art	Querschnitt der Angriffsfläche (m^2)	Dynamitverbrauch für 1 Kubik-Meter Gesteinsgewinnung (*kg*)	Aufwand an mechanischer Arbeit pro 1 Kubik-Centimeter Bohrvolumen [5]) (*mkg*)
St. Gotthard-Tunnel im Jahre 1878 [4])	Sehr harter, compacter Gneissgranit	durchschnittl.	1·18	
St. Gotthard-Tunnel	Fester gneissiger Granit			67
Kehr-Tunnels auf der Gotthardbahn				
Leggistein T. Eingang	Harter Augengneiss	6·0	1·42	56
„ „ Ausgang	Sehr harter, compacter Gneissgranit	6·0	1·83	
Wattingen T. Eingang	Feinkörn. Gneissgranit mit Glimmerschiefer	6·0	1·13	52
„ „ Ausgang	Feinkörn. Gneissgranit mit Klüften	6·0	1·53	
Spitzberg-Tunnel	Gewundener Glimmerschiefer	4·4	3·0	57
		17·1	1·3	
		26·0	1·19	
„ „	Zerklüfteter Quarzit	4·4	2·0	
		17·1	0·66	
		26·0	0·40	
Gotthard-Rampe I. Sect., III. u. IV. Los Mittel aus 8 Tunnels	Gneiss u. Gneissgranit	35·0	0·70	
Linie Temesvár-Orsova Engel-Tunnel bei Arményes	Fester, zäher, dunkelgrauer Gneiss	5·0	1·35	
		30·0	0·62	
Freiberg [5])	Freiberger Gneiss mit Stoßbohrer			50†
	„ Brandt'scher Drehbohrmaschine			76·5†

[1]) Der Tunnelbau von Karl Dolezalek, kön. Baurath u. Professor für Ingenieur-Wissenschaften an der kön. techn. Hochschule zu Hannover. 1869.

[2]) Zeitschrift des österr. Ingen.- und Architekten-Vereines. 1886, I. Heft.

[3]) Prof. Hoefer rechnet $\eta = 8 \cdot 8$.

[4]) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Heusinger von Waldegg, Leipzig, 1880. „Tunnelbau". Mackensen & Richard.

[5]) Zeitschrift des österr. Ingen.- u. Arch.-Vereines 1888, IV. Heft „Ueber die Bohrfestigkeit der Gesteine" von Prof. R. v. Říha.

† „Die Bau-Maschinen" L. Franzius, Leipzig, 1885.

In Bezug auf das Bohrvolumen sei erwähnt, dass der Zweck des Bohrens der Bohrlöcher beim Sprengen des Gesteines nicht die Erzeugung eines großen Bohrlochvolumens ist, sondern das tiefe Eindringen in das Gestein mit einem für den Fortschritt des Bohrers und für die Sprengung günstigsten Kaliber, als welchem — trotz der guten Sprengresultate der 100 *mm* weiten Bohrlöcher der Brandt'schen Bohrmaschine — für Stoßbohrmaschinen sich die Meisselschneide von 35—40 *mm* als am vortheilhaftesten erwies.

Die in der Tabelle C vorgeführten Gesteine entsprechen so ziemlich jenen der Katarakte am Eisernen Thor, hauptsächlich das Gestein des in der Nähe derselben gelegenen Engels Tunnels bei Arményes auf der Linie Temesvar—Orsova der österreichisch-ungarischen Staatsbahngesellschaft, den ich für die General-Bauunternehmung Hügel & Sager ausgeführt und dessen Daten selbst gesammelt habe. — Auf Grund der Tabelle C ist die Annahme von 0·8 *kg* Dynamitverbrauch in den Katarakten für Sprengung von 1 m^3 Muttergestein jedenfalls genügend hoch gegriffen.

Laut Tabelle B beträgt die Arbeitskraft eines Kilogrammes Dynamit rund 500.000 *mkg*, somit ergäben 0·8 *kg* Dynamit = 400,000 *mkg* mechanische Arbeit.

Da es erwiesen ist, dass beim Sprengen mit Bohrlöchern das Gestein auf Schub- und Zugfestigkeit in Anspruch genommen wird, bei der mechanischen Bearbeitung aber zum größten Theile auf Druckfestigkeit, welche Festigkeiten sich laut Tabelle A so verhalten wie 1 : 15, so muss die mechanische Arbeit um das Aequivalent der Spreng-Arbeit von 0·8 *kg* Dynamit zu verrichten, fünfzehnmal so viel, das ist: 15 × 400.000 = 6,000.000 *mkg* leisten. In der Tabelle C ergibt wohl die letzte Colonne eine Durchschnittszahl von 60 *mkg* pro 1 cm^3 Bohrvolumen, das ist 60,000.000 *mkg* per 1 m^3 Bohrmehl; da wir aber den Fels nur zertrümmern und nicht Bohrmehl erzeugen, halten so wir die obige Annahme von 6,000.000 *mkg* nothwendiger mechanischer Arbeit für die Abarbeitung von 1 m^3 Muttergestein harten Felsens aufrecht.

Die theoretisch richtigste Form der mechanischen Arbeit im Felsen zeigt die Brandt'sche Dreh-Bohrmaschine mit unter ruhig wirkendem Wasserdrucke rotirendem Stahlbohrer und gehärteten Zähnen.

Bei einem Drucke von $p = 100$ *Atm.* ist die Scheerkraft an einer Schneide der Stahlkrone $Q_1 = 1640$ *kg*.

Die Leistung betrug auf der Gotthardbahn im feinkörnigen Granit: 6 *cm* Kernbohrer, 4 *cm* Lochtiefe = 113 cm^3;

im Freiberger Gneisse: 6·8 *cm* Kernbohrer, 4 *cm* Lochtiefe = 140 cm^3 in der Minute. (Dolezalek, Tunnelbau.)

Im Stollen von 6—9 m^2 Querschnitt, wo man die Drucksäulen gut und sicher befestigen und bequem arbeiten konnte, wo in dem festgeschlossenen Raum die brisantesten Sprengstoffe geringe Wirkung hatten, begnügte man sich doch, diese vorzügliche mechanische Arbeit nur zum Herstellen der Bohrlöcher für die Sprengung zu verwenden.

Wir sind auf Grund des vorher Angeführten und der sich daraus ergebenden Folgerungen zur Ansicht gelangt, dass es vortheilhafter ist, den compacten Fels früher zu sprengen, und die mechanische Arbeit nur zum Zertrümmern des aus der Verspannung gehobenen Felsens und besonders zum Abmeiseln und Planiren der Kanalsohle als unumgänglich nothwendig zu verwenden.

Wenn schon aber zur Entfernung des Felsens mechanische Arbeit angewendet wird, so soll dieselbe so angewendet werden, wie sie nach der theoretischen Begründung am vortheilhaftesten ausgenützt wird.

Professor Dolezalek *) leitet bei der Besprechung der Arbeit der Elementarkraft-Stoß-Bohrmaschinen folgende Gleichung ab:

$$L_1 = \frac{G}{g} \cdot \frac{z^3 . h_1^2}{60 . 1800\ k^2}$$

wo: L_1 = secundliche Leistung.

G = das Gewicht der stoßenden Masse (Kolben, Kolbenstange, Bohrer und Bohrerbefestigung).

g = 9·81 (Beschleunigung der Schwere).

z = Hubzahl = $\frac{60}{t}$ wo t die für den vollen Hub (vor und rückwärts) erforderlichen Zeit in Secunden.

h_1 = Hublänge.

K = ein von der Bauart der Maschine abhängiger Coëfficient. Zum Beispiel für die Maschine Ferroux = 0·4, Fröhlich = 0·33.

Auf Grund der obigen Gleichung stellt Professor Dolezalek folgenden Satz auf:

„Die secundliche Leistung, also auch der Luft- und Kraftbedarf der Maschine wächst rascher mit der Hubzahl als mit der Hublänge. Maschinen für rasche Bohrungen, welchen eine grosse Luft- oder Kraftmenge zuzuführen ist, werden daher mit kleinem h_1 (Hub) und für große Hubzahl z zu bauen sein."

Daraus leiten wir den Schluss ab, dass den freifallenden großen Stahlpfählen, die in der Stunde 30—40 Hube machen, jene mit kurzem Hube schnell arbeitenden Maschinen vorzuziehen sind, da die Leistung mit der Hublänge nur im quadratischen (h_1^2), mit der Hubzahl aber im cubischen (z^3) Verhältnisse wächst.

Betrachten wir nun die Arbeit der großen freifallenden Stahlpfähle: Gewicht 10.000 *kg*, Hubhöhe 5 *m*, in der Stunde 40 Hübe, gibt 10.000 × 5 × 40 = 2,000.000 *mkg*, 50 Perzent Nutzeffect gerechnet = 1,000.000 *mkg* mechanische Arbeit. Nach unserer vorhin begründeten Annahme, dass das Abmeiseln von 1 m^3 Muttergestein 6,000.000 *mkg* mechanischer Arbeit beansprucht, würden diese Riesenmaschinen zur Abarbeitung von 1 m^3 gewachsenem harten Felsen unter Wasser 6 Stunden brauchen, pro Stunde also nur 0·18 bis 0·20 m^3 abarbeiten.

*) Tunnelbau, Dolezalek. Hannover 1890.

Rechnen wir im Gegensatze die Arbeit des Thunhartschen Felsbrechers „Sziklatörö":

Gewicht der stoßenden Masse, (Kolben, Kolbenstange, Meissel, Meisselbefestigung) 1000 *kg*; Hubhöhe = 0·65 *m*; Hübe per Minute = 120.

Die Arbeit des Stoßes bei: Dampfkolben-Durchmesser = 350 *mm*; Kolbenstangen-Durchmesser = 150 *mm*; Dampfdruck p = 6 *atm.*

$$A_1 = \frac{M\ v_1^2}{2} = P_1\, h_1 = 3085\ mkg$$

Stündliche Leistung: 3085 × 120 × 60 = 22,212.000 *mkg* mindestens 3000 × 100 × 60 = 18,000.000 *mkg*

50 Percent Nutzeffect gerechnet = 9,000.000 *mkg*

Eine Leistung, die nach unserer auch oben bei den Stahlpfählen in Rechnung gestellten Annahme der zur Entfernung von 1·5 m^3 gewachsenen Felsens nothwendigen mechanischen Arbeit gleich ist, wie das eben auch aus den im ersten Capitel angeführten Beobachtungen des Ingenieurs Thunhart resultirte.

Da wir schliesslich — wie das vorhin hervorgehoben wurde — die mechanische Arbeit nicht in gewachsenen Felsen sondern nur zum Zertrümmern des aus der Verspannung gehobenen Felsens und zum Planiren der Kanalsohle verwenden wollen, so halten wir einen Schlag von 1500—3000 *mkg* für genügend, und erachten Schläge von 20.000—40.000 *mkg* für vollkommen überflüssig.

Zum Schlusse erlaube ich mir hervorzuheben, dass es meine Absicht war, in dem Vorstehenden einige in den Katarakten am Eisernen Thor anzuwendende Sprengmethoden, Felsbohrer und Felsbrecher objectiv zu beurtheilen und zu vergleichen. Ich bin überzeugt, dass bei diesem so selten vorkommenden Baue die Gelegenheit benützt werden wird, manche auf die Arbeitsleistung am Gestein bezügliche Frage zu klären und insbesondere über das Verhältnis zwischen Spreng-Arbeit und mechanischer Arbeit Erfahrungsdaten zu sammeln.

Ich bin überzeugt, dass die königlich ungarische Bauleitung am Eisernen Thore, ebenso die mächtige General-Bauunternehmung keine Mühen und Kosten scheuen werden, um genaue Beobachtungen anzustellen und über diese höchst interessanten Arbeiten zur Förderung der Wissenschaft und zu ihrem eigenen Vortheile statistische Daten zu sammeln und zu veröffentlichen.

Ich wünsche zum Schlusse, dass es der General-Bauunternehmung gelingen möge, die schwierige Felssprengung an den Katarakten des eisernen Thores zum Wohle Oesterreich-Ungarns, zum Ruhme des Inaugurators, mit wohlverdientem Verdienste ausführen und zum richtigen Termine das Eiserne Thor zum Oriente eröffnen zu können.

Discussion zu vorstehendem Vortrage.

Ingenieur Gärtner: Die Mittheilungen des Herrn Vortragenden haben uns sehr interessante Apparate zur Kenntniss gebracht; ich habe aber leider vergeblich darauf gewartet, auch darüber etwas zu hören, was jetzt thatsächlich am Eisernen Thor geschieht, d. h. mit welchen Hilfsmitteln die großartigen Arbeiten daselbst ausgeführt werden sollen.

Es ist im vorigen Jahre eine Discussion darüber in unserem Vereine angeregt worden, leider zu einer Zeit, die sehr ungünstig war, weil damals die Verhandlungen über die Art und Weise der Vergebung der Arbeiten in Schwebe waren. Nachdem nunmehr aber die Arbeiten begonnen haben, wird man wohl darüber klar geworden sein müssen, was alles für Mittel zu ihrer Durchführung angewendet werden sollen. Dies schon aus dem Grunde, weil für diese Arbeiten ein Termin bis Ende 1895 gestellt ist und in den Bedingnissen vorgesehen war, dass im Jahre 1890 10% der ganzen Arbeiten ausgeführt werden sollen. Nun sind im oberen Theile der zu regulirenden Strecke rund 160.000 m^3 und bei dem eigentlichen Eisernen Thore rund 240.000 m^3, das macht im Ganzen 400.000 m^3 zu sprengen, so dass im vergangenen Jahre bereits 40.000 m^3 hätten gesprengt und gefördert werden sollen. Ich will damit nicht sagen, dass die Arbeiten sich in einem schlechten Stadium befinden; es ist eben eine sehr schwierige Aufgabe, die früher sehr wohl überlegt werden muss; allein es müssen doch jetzt bereits die richtigen Mittel bekannt sein, und es müssen bereits die nothwendigen Installationen getroffen worden sein, denn sonst ist es nicht möglich, dass das Arbeitsprogramm in der nur noch verbleibenden Zeit von nicht ganz 5 Jahren durchgeführt werden kann. Es wäre daher von ausserordentlichem Interesse, wenn der geehrte Herr Vortragende uns vielleicht doch mittheilen wollte, was bisher gemacht wurde. So viel mir bekannt ist, hat man thatsächlich das sogenannte Lobnitz-Verfahren in großem Maßstabe in Aussicht genommen. Lobnitz war bekanntlich ein schottischer Schiffsbaumeister, welcher über Auftrag der Suez-Canal-Commission einen Schiffsbagger gebaut hat, der zu beiden Seiten seiner Eimerkette eine Anzahl von Meisseln hatte, die hydraulisch gehoben wurden und die Zertrümmerung des Gesteins, das am Suezkanal aus Conglomerat bestand, besorgten. Es ist darüber eine Druckschrift erschienen, in der auch gewiss die Kosten berechnet sind, auf die man aber natürlich nicht compromittiren kann, wie ich auch nicht so ohne weiteres auf die fl. 10.30 schwören möchte, die uns als derjenige Preis bezeichnet wurde, welchen die Gestehung eines Cubikmeters nach dem Projecte des Herrn Collegen Thunhart ausmachen wird.

Lobnitz hat seither ähnliche Arbeiten ausgeführt und auf Grund seiner eigenen Erfahrung einen Apparat in dieser Art construirt und zwar mit Meisseln von 8 Tonnen Gewicht, die durch eine Dampfwinde gehoben werden können und in einer Stunde 30 Schläge machen. Wenn Sie mir gestatten, meine Ueberzeugung auszusprechen, so glaube ich, dass mit Rücksicht auf den Umstand, als bei den oberen Sectionen die Cubaturen des zu entfernenden Gesteins geringer sind und auch die Höhe desselben im Durchschnitt nicht mehr als 80 *cm* beträgt, ein solcher Apparat thatsächlich dort sehr gute Dienste wird leisten können. Dass der Preis pro 1 m^3 nicht 10.30 fl. betragen wird, davon bin ich fest überzeugt, und ich möchte mir hiezu nur die folgende Bemerkung erlauben.

Es ist nicht ohne weiteres anzunehmen, dass die Strömung das zertrümmerte Gestein wegführen wird, sondern diese Trümmer werden gefördert werden müssen. Dies wird natürlich auch Kosten verursachen. Es ist ferner nicht zu vergessen, dass in dem mitgetheilten Preise von 10 fl. 30 kr. die Kosten der Installation, die Bauleitungskosten und die Auslagen für die Arbeiter-Unfall- und Krankenversicherung, die durchaus nicht so geringfügig sind, nicht inbegriffen sind. Nicht zu vergessen ist ferner, dass das ganze Capital zu beschaffen ist und dass auch die Stempel, Steuern und Gebühren einen ziemlich hohen Betrag ausmachen. Schließlich will ja auch der Unternehmer einen gewissen Gewinn haben, so dass man wohl nicht fehlgehen wird, wenn man die Kosten pro 1 m^3 auf 17—19 fl. veranschlagt.

Ich erinnere auch an die für den Unternehmer außerordentlich unangenehmen Bedingungen, die seinerzeit erlassen wurden, und die in folgender Art gefasst waren. Für die Sprengung des Felsens wird nichts bezahlt; es wird erst dann bezahlt, wenn der Kanal vollständig ausgeräumt ist, und auch dann wird nicht zur Gänze, sondern nur mit 80% bezahlt. Es ist nun wohl zu berücksichtigen, dass man die Felssohle nicht so glatt aussprengen kann, wie man einen Aushub in Erde macht, dass daher immer Ecken und Unebenheiten stehen bleiben werden, die vielleicht dann noch nachträglich beseitigt werden müssen. Aus allen diesen Gründen glaube ich wohl behaupten zu können, dass die vom Herrn Vortragenden genannte niedrige Ziffer keinen Anhaltspunkt für die Beurtheilung der Kosten bilden könne.

Jedenfalls wäre es uns aber sehr erwünscht, darüber Kenntnis zu erhalten, welches System für die Durchführung dieser Arbeiten in Anwendung kommen wird und in dieser Richtung möchte ich mir das Ersuchen an den Herrn Vortragenden erlauben, falls er in der Lage ist, dies zu thun, uns hierüber Näheres mitzutheilen.

Ingenieur v. Könyves-Tóth: Der geehrte Herr Vorredner hat von den Kosten gesprochen; dem gegenüber muss ich erwähnen, dass in dem angegebenen Preise nicht alle Regieauslagen eingerechnet, sondern dass damit nur die Tageskosten am Schiffe gemeint sind. Ueberhaupt muss ich für die Richtigkeit dieser Daten dem Herrn Ingenieur Thunhart die Verantwortung überlassen.

In Bezug auf das am Eisernen Thor gegenwärtig in Anwendung gebrachte System weiss ich nur so viel, als ich in dem Artikel des Herrn Baudirector Bömches in der Zeitschrift des Donauvereines gelesen habe. Ich weiss, dass die Lobnitz'schen Zerbrechmaschinen und die Tedesko-Maschinen verwendet werden. Mehr kann ich darüber nicht sagen; vielleicht kann Herr Baudirector Bömches darüber eine nähere Auskunft geben.

Hafenbaudirektor Bömches: Ich hatte die Ehre, im verflossenen October die Arbeiten am Eisernen Thore zu besichtigen, wobei mir ein überaus freundlicher Empfang sowohl seitens der Bauleitung, als auch der Bauunternehmung zu Theil wurde. Ich benütze gerne die Gelegenheit, um an dieser Stelle hiefür meinen wärmsten Dank auszusprechen. Wie bekannt, wurden die großartigen Arbeiten an den unteren Donau-Katarakten am 15. September v. J. inaugurirt. Diese bezogen sich jedoch nicht auf die Sprengungen im offenen Strome, sondern nur auf die zu Lande. Das hiedurch gewonnene Material dient zur Anlage der weitgedehnten Steindämme, welche behufs Einengung des überbreiten Stromes

an verschiedenen Stellen der Katarakte errichtet werden und einen wesentlichen Theil des Arbeitsprogrammes bilden. Meine Besichtigung beschränkte sich daher blos auf die eröffneten Steinbrüche, dann auf die in Anschüttung begriffenen Steindämme, auf Schleppbahnen und andere Installirungen für den Bau, da die Vertiefung des Strombettes für die Schifffahrtskanäle noch nicht begonnen hatte. Ueber die zu dieser Arbeit zu verwendenden Maschinen und Apparate habe ich aus dem Munde des Unternehmers selbst authentische Mittheilungen erhalten. Nach diesen werden zur Herstellung der Kanalprofile im offenen Strome sowohl Sprengschiffe als auch Zertrümmerungs-Maschinen (ohne Anwendung von Sprengstoffen) zur Verwendung kommen. Die Sprengschiffe sind nach amerikanischem (Erfinder Ing. Gilbert) und nach französischem Muster (Erfinder: Fontana und Todesco) und die Zertrümmerungs-Maschinen nach dem Lobnitz'schen Systeme gebaut

Ich beschränke mich auf diese flüchtigen Andeutungen, da bei der vorgerückten Stunde eine detaillirte Beschreibung der einzelnen Apparate ausgeschlossen ist, und erlaube mir, die sich für den Gegenstand interessirenden Collegen auf den von mir in der General-Versammlung des Donauvereins am 11. März d. J. über die Regulirungen am Eisernen Thor gehaltenen Vortrag zu verweisen, welcher auszüglich in den Mittheilungen des genannten Vereins veröffentlicht worden ist.

Ich komme nun auf die Bemerkung des Herrn Collegen Gärtner, dass die Bedingungen für den Unternehmer sehr unangenehm sind, namentlich die Bedingung, dass im ersten Jahre 10 % der Arbeit ausgeführt werden müssen. Ich muss dem entgegenhalten, dass es sich nicht um 10 % der Arbeitsquantitäten, sondern um 10 % des Werthes der übernommenen Arbeiten handelt. Wenn also die Unternehmung bis noch keine Sprengungen vornehmen konnte, so hat sie vielleicht mehr an anderen Arbeiten geleistet.

Allerdings glaube auch ich, dass die Unternehmung die Arbeit so sehr verzögert hat, dass das erste Jahr nicht zählen kann; denn nach meiner Anschauung dürften in demselben kaum 2 % der Arbeit gemacht worden sein. Thatsächlich stehen also nicht mehr 6 Jahre, sondern nur noch 5 Jahre zur Verfügung. Dies ist übrigens Sache der Unternehmung, welche für die verschiedenen Verfahrungsweisen zum Sprengen und Zertrümmern des Gesteines unter Wasser die vorzüglichsten Apparate und Hilfsmittel, welche sich in anderen Ländern bereits bewährt haben, zur Verwendung bringen wird.

Auf meiner Rückreise von der Besichtigung der Arbeiten am Eisernen Thor habe ich dem Herrn Handelsminister Baross meine Aufwartung gemacht, um ihm für den vorzüglichen Empfang in Orsowa zu danken. Bei dieser Gelegenheit habe ich die Liebenswürdigkeit des Herrn Ministers kennen gelernt, welcher mir gegenüber bemerkte, er habe erfahren, dass es in wissenschaftlichen Kreisen Cisleithaniens verstimmt habe, dass weder an den Oesterr. Ingenieur- und Architektenverein, noch an den Donauverein eine Einladung zur Feier am 15. September ergangen sei. Er versicherte mir, dass auch die wissenschaftlichen Kreise in Ungarn nicht eingeladen worden seien, da es sich bei der Inaugurirung der Arbeiten nur um einen politischen Act gehandelt habe, und in der That ist auch der ungarische Ingenieurverein nicht eingeladen worden. Der Herr Minister war so liebenswürdig, hinzuzufügen, dass er sich vorbehalte, eventuell nach einem Jahre oder später, wenn die Arbeiten im lebhaften Zuge sich befinden werden, die Gelegenheit zu benützen und die wissenschaftlichen Kreise Oesterreichs und Ungarns zum Besuche der Arbeiten am Eisernen Thore einzuladen. — Ich fühle mich verpflichtet, dies in den Räumen unseres Vereines mitzutheilen.

Ingenieur Gärtner: Es ist, glaube ich, das, was ich gesagt habe, von dem Herrn Hafenbau-Director Bömches falsch verstanden worden. Ich habe nicht gesagt, dass fünf Jahre ungenügend wären, sondern ich habe darauf hingewiesen, dass eine Bestimmung in den Bedingnissen vorhanden ist, wonach im ersten Jahre 10 % und im zweiten Jahre 20 % der Arbeit zu leisten sind. Die Arbeit ist in drei Sectionen getheilt und eine Section betrifft die oberen Katarakte mit 160.000 m^3. Für diese erste Section wären 16.000 und am eisernen Thore wären 20.000 m^3 zu sprengen gewesen. Ich habe jedoch dieses Moment nicht angeführt, um darauf hinzuweisen, man habe seitens der Unternehmer die Bedingungen nicht eingehalten, sondern ich wollte nur darauf aufmerksam machen, dass jedenfalls inzwischen das Arbeitsprogramm und die Mittel, um es auszuführen, in einer Weise festgestellt wurden, dass man nunmehr in der Lage ist, das ganze Ziel erreichen zu können.

Ich möchte aber noch für einen Moment auf die Art und Weise der Messungen hinweisen. Diese sind für die Ingenieure eine ausserordentlich wichtige Sache. Sie sind z. B. bei den Arbeiten am Rhein mittels eines eigenen Sondirapparates gemacht worden. Es besteht derselbe aus zwei gekuppelten Schiffen, über die ein Rahmen gelegt ist. Ich erachte dies besonders für Strömungen, wie sie an Katarakten vorkommen, für ein ganz unzureichendes Mittel; denn es werden zum Mindesten Differenzen von 10 *cm* vorkommen. Ich habe Anlass genommen, darüber an maßgebender Stelle zu sprechen und man hat ohneweiters zugegeben, dass dies eine Differenz sei, über die man nicht werde hinwegkommen können. Es ist selbstverständlich, dass derjenige Ingenieur, der die Messungen zu machen hat, die 10 *cm* von der einen Seite — ich sage nicht, absichtlich, aber es liegt in der menschlichen Natur — auf die andere Seite herüberzubekommen suchen wird. Ein Verfahren, welches zulässt, dass derartige Uncorrectheiten in der Messung möglich sind, scheint mir ungenügend. Ich bin der Ansicht — nicht weil ich mich mit pneumatischen Arbeiten viel befasse, wodurch ich vielleicht als voreingenommen erscheinen könnte — dass es, wenn man der Sache allmälig näher treten wird, ohne einen derartigen pneumatischen Apparat nicht gehen wird. Dieser Apparat wird sich für die Administration ungemein bezahlt machen, weil man sehen kann, was gemacht wird, während man dies sonst von der Oberfläche aus nicht gut constatiren kann; man weiss nicht, wird der Felsen zertrümmert oder wird nicht schon zertrümmerter Felsen oder gar Schotter gesprengt. Letzteres soll bei den Probearbeiten vorgekommen sein, weil der Schotter sich manchmal so fest anlagert, dass er den Charakter des Felsens hat, so dass man sich bemüht, mit Dynamitladungen den

Fels, der eigentlich kein Fels ist, zu entfernen. Der Herr College hat angeführt, dass die pneumatischen Apparate am Rhein deswegen so unangenehm waren, weil bei ihrer Feststellung auf der Flusssohle es vorgekommen sei, dass sie ins Schwanken gekommen sind. Dies mag darin seine Ursache gehabt haben, weil diese Apparate eine ausserordentlich geringe Basis besessen haben. Ich glaube, sie hatten ungefähr einen Durchmesser von 2—3 *m*. Ich bin überzeugt, diese Apparate werden nach allen Richtungen vollkommen entsprechen, wenn man sie sehr groß baut. Wir haben mit dem Apparate im Donaukanale sogar trigonometrische Messungen ausgeführt, die von außen stattfanden und durch einen eigenthümlich construirten Senkapparat in das Innere des Caissons übertragen wurden. Ich glaube daher, dass in Zukunft thatsächlich die pneumatischen Apparate dort, wohin sie gehören, allgemeine Anwendung finden werden, da sie, wo die Stärke des zu entfernenden Felsens entsprechend ist, d. h. wo die Stärke nicht einen halben Meter, sondern einen Meter oder noch mehr beträgt, außerordentlich am Platze sind. Sie können dazu dienen, das durch die Sprengungen aufgeschlossene Gestein später zu fördern und den Durchmesser der auszuhebenden Kanalsohle zu bestimmen. Deswegen erlaube ich mir, meine Meinung dahin auszusprechen, dass für die Entfernung von Felspartien isolirter Art, die nur eine geringe Mächtigkeit, vielleicht eine solche von nur 50 *cm* haben, dieses Lobnitz'sche oder Thunhart'sche Verfahren sehr zweckmäßig sein dürfte, dass aber dort, wo es sich um die massenhafte Förderung des Felsens handelt, der pneumatische Apparat noch immer der beste sein wird.

Versuche über das Verhältnis der Biegungs- zur Scheerfestigkeit des Holzes.

Von Prof. Dr. Forchheimer.

Wenn ein Balken durch Biegung zerbrochen wird, so kann die Zerstörung entweder durch Ueberschreitung der sogenannten Biegungsfestigkeit oder durch Ueberschreitung der Scheerfestigkeit stattfinden. Beide Festigkeiten sind bei vielen Hölzern wenigstens annähernd bekannt. Sehr ungenau kennt man jedoch die Kräftevertheilung im Bruch-Augenblicke. Die üblichen Formeln für die Bestimmung der Balkenabmessungen gelten daher nur näherungsweise im Augenblicke des Brechens. Nun wird die Biegungsfestigkeit unmittelbar durch Beanspruchung von Balken auf Biegung bestimmt. Die Fehler in der auf sie bezüglichen Formel gelangen daher bei den üblichen Balkenabmessungen, für welche die Coefficienten der Formel gelten, nicht zum Ausdrucke. Bei der Scheerfestigkeit ist das nicht der Fall. Die Umstände, unter welchen die Festigkeitszahlen Anwendung finden sollen, sind andere, als die unter welchen sie erhoben worden sind. Um zu sehen, ob sie trotzdem zu zweckmäßigen Holzstärken führen, wurden die im nachfolgenden beschriebenen Versuche *) vorgenommen. Sie lassen an Vollständigkeit zu wünschen übrig und konnten nur in bescheidenem Maßstabe durchgeführt werden. Immerhin dürfte der kleine Beitrag, den sie zur Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Holzes liefern, nicht unerwünscht sein, da gerade bei diesem Baustoffe Versuche aller Art seiner Ungleichförmigkeit wegen am Platze sind. Sie geschahen mit Stäben aus verschiedenen Holzarten, Die Stäbe hatten fast sämmtlich rechteckigen Querschnitt mit beidseitig ausgearbeiteten Rillen und nur bei einigen Cypressenstücken konnten die Rillen fortbleiben. Als Bruchlast diente stets ein Gewicht von 200 *kg*, während 2 Stangen in 50 *cm* Entfernung die Auflager bildeten. Zu Anfang eines jeden Versuches stand das mit dem Stabe durch ein Seil verbundene Gewicht auf der Erde. Wenn dann die Stangen von je 2 Mann gleichzeitig in die Höhe gehoben wurden, brach der Stab, falls er zu schwach war. Aus der Form des Bruches ließ sich meistens erkennen, ob ihn die Zug- und Druckspannungen der Biegung oder die Scheerspannungen veranlasst hatten.

*) Sie wurden durchweg an der kaiserlichen Ingenieurschule zu Konstantinopel vorgenommen.



Fig. 1.



Fig. 2.

Im ersten Falle, Fig. 1, lief die Bruchfläche an der Belastungsstelle quer durch den Stab; im zweiten, Fig. 2, spaltete der Stab zwischen dem Gewichte und dem ihm näher liegenden Auflager von Rille zu Rille (wenn solche vorhanden) wagrecht durch. Da diese Spaltung den einfachen Balken in zwei halb so hohe mit viel kleineren Widerstandsmomenten verwandelte, war sie übrigens meistens von einem Biegungsbruch an der Belastungsstelle begleitet.

Bei einigen Probestäben fand endlich, Fig. 3, die Trennung längs einer derart langgestreckten Fläche statt, dass sie sich weder als eine reine Abscheerung noch als eine reine Zerbiegung betrachten ließ.



Fig. 3.

Die Versuche sollten sich auf die Formeln der Praxis beziehen. In diesen wird eine Kräftevertheilung angenommen, wie sie in einem elastischen Körper von gleichen Elasticitätscoëfficienten für Zug und Druck vor dem Ueberschreiten der Elasticitätsgrenze stattfindet und wird eine bestimmte Inanspruchnahme σ auf Zug- und Druck und eine zweite τ auf Abscheerung für zulässig erklärt. Für symmetrische Querschnitte und lothrechte Symmetrie-Ebene und Lastrichtung lauten sie dann bekanntlich (vergl. Fig. 4).

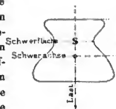


Fig. 4.

$$\sigma = \frac{M}{I} e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

$$\tau = \frac{SF}{sI} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Hierin bedeutet:

M das Moment der äusseren Kräfte,

I das Trägheitsmoment des Querschnittes bezüglich seiner wagrechten Schwerachse,

e den Abstand der äussersten Faser von dieser Achse,
S das statische Moment des oberhalb der Scheerfläche liegenden Querschnittes in Bezug auf die wagrechte Schwerachse,
V die Summe der auf einer Seite des Querschnittes wirkenden Lasten,
s die Querschnittsbreite in der Scheerfläche.

Die Division von (2) durch (1) liefert

$$\frac{t}{\tau} = \frac{s\,M\,e}{S\,V} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

Tabelle 1. Kiefernholz.

Versuchsnummer	Abmessungen des Querschnittes: Höhe h	Breite b	Stegdicke s	Rillenhöhe t	Entfernung der Last vom näheren Auflager, a	$t : \tau$	Bruchursache A Abscheerung, B Biegung	Bemerkungen
	cm	cm	cm	cm	cm			
1	4	3	0·55	2·45	12·5	2·6	A	
2			0·6	2·4		2·8	?	brach durch einen Astknoten auf der gezogenen Seite, dann durch Biegung
3			1·2	1·8		5·2	?	brach durch einen Astknoten auf der gezogenen Seite, dann durch Scheerung
4	3	3	0·4	2·6	12·5	2·8	A	brach langsam
5			0·45	2·55		3·1	A	
6			0·5	2·5		3·4	A	
7			0·5	2·5		3·4	A	
8			0·65	2·35		4·3	?	
9			0·7	2·3		4·6	—	hielt
10			0·7	2·3		4·6	A	
11			0·8	2·2		5·1	—	hielt
12			0·9	2·1		6·1	B	
13	2·5	3	0·5	1·7	12·5	4·6	A	
14			0·5	1·7		4·6	?	
15			0·5	1·7		4·6	?	
16			0·5	1·7		4·6	—	
17			0·7	1·7		2·2	A	
18			0·7	1·7		2·2	B	Astknoten
19			0·8	1·7		7·2	B	brach langsam
20			1·1	1·7		9·7	B	
21	3	2	0·4	1·6	12·5	3·6	A	
22			0·4	1·6		3·6	A	
23			0·5	1·5		4·4	A	
24			0·5	1·5		4·4	A	
25			0·5	1·5		4·4	A	
26			0·55	1·45		4·9	B	
27			0·55	1·45		4·9	B	
28			0·65	1·35		5·7	B	
29			0·65	1·35		5·7	B	
30			0·65	1·35		5·7	B	Astknoten
31			0·7	1·3		6·1	B	
32			0·8	1·2		6·9	B	
33			0·8	1·2		6·9	?	brach langsam
34			0·85	1·15		7·3	A	
35			0·85	1·15		7·3	?	
36			0·9	1·1		8·1	B	
37			0·9	1·1		8·1	A	spaltete an dem vom Gewichte entfernteren Auflager längs einer Faser
38			1·0	1·0		9·3	B	
39			1·15	0·85		10·1	B	
40			1·15	0·85		10·1	?	

Wenn (Fig. 5) an einem Balken eine einzige Last P im Abstande a vom näheren Auflager hängt, so ist V der Gegendruck dieses Auflagers und $M = V\,a$, so dass (3) übergeht in

Fig. 5.

$$\frac{t}{\tau} = \frac{a\,e\,s}{S} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 4$$

Bei den Probestäben lag die engste Stelle in der Querschnittsmitte (vergl. Fig. 6) und ging somit die Scheerfläche der Formel (2) durch die wagrechten Schwerachsen. Für diese Stäbe findet sich S (vergl. Fig. 6) wie folgt: die Fläche von $ABEH$ beträgt $\frac{b\,h}{2}$ und ihr Schwerpunkt liegt im Abstande $\frac{h}{4}$ von EH; ihr statisches Moment in Bezug auf EH ist also $\frac{b\,h^2}{8}$. Die Fläche von CEF beträgt $\frac{t\,(b-s)}{8}$ und ihr Schwerpunkt liegt im Abstande $\frac{t}{6}$ von EH; ihr statisches Moment in Bezug auf EH ist also $\frac{t^2\,(b-s)}{48}$. Ebenso groß ist das von GDH. Demnach ist

Fig. 6.

$$S = \frac{b\,h^2}{8} - \frac{(b-s)\,t^2}{24}$$

Die Einsetzung in (4) liefert schließlich, wenn man noch bedenkt, dass $\frac{h}{2}$ statt e geschrieben werden darf,

$$\frac{t}{\tau} = \frac{4\,a\,h\,s}{b\,h^2 - \frac{1}{3}\,(b-s)\,t^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 5)$$

Die größte Zahl Versuche wurde mit Kiefernholz angestellt. Herr Prof. Dr. Wilhelm in Wien hatte die ausserordentliche Freundlichkeit, zwei Proben zu untersuchen*) und äusserte sich wie folgt: „Die beiden Kiefernstücke dürften von der gemeinen Kiefer stammen (pinus silvestris), das eine könnte allenfalls auch von einer Schwarzkiefer (pinus laricio) herrühren — beide Arten sind im Holzkörper kaum verschieden.“ Die Ergebnisse der Bruchversuche sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 2. Tannenholz.

Versuchsnummer	Abmessungen des Querschnittes: Höhe h	Breite b	Stegdicke s	Rillenhöhe t	Entfernung der Last vom näheren Auflager, a	$t : \tau$	Bruchursache A Abscheerung, B Biegung	Bemerkungen
	cm	cm	cm	cm	cm			
41	3	1·9	0·65	10	12·5	5·9	?	
42			0·7	11		6·3	A	
43			0·85	9		7·6	B	
44			0·9	10		8·1	B	

*) Für diese und die im Nachfolgenden aufgezählten Bestimmungen der Holzarten sei der verbindliche Dank des Verfassers an dieser Stelle ausgedrückt.

Aus der Tabelle 1 geht zunächst hervor, dass das Verhalten des Holzes kein gleichförmiges ist. Insbesondere weicht die Festigkeit des Holzes in der Nähe der Astknoten von der des glatten Stammes sehr ab. Auch kann (Versuch 37) längs einzelner Fasern die Schubfestigkeit stark unter den Mittelwert sinken. Wenn man die Proben 2, 3 und 37, welche Unregelmäßigkeiten zeigten, ausschaltet, so sieht man, dass der Bruch für $\sigma : \tau < 4 \cdot 9$ durch Scheerung, für $\sigma : \tau > 7 \cdot 3$ durch Biegung erfolgte. Für $\tau : \sigma = 1 : 6 \cdot 1$ wäre daher eine Zerbiegung und eine Zerscheerung gleich wahrscheinlich. Mit Rücksicht auf Versuch 37 dürfte es sich jedoch empfehlen, $\tau : \sigma$ nicht grösser als $1 : 7$ zu wählen und zwar würde diese Zahl für astfreies Kiefernholz gelten.

Tabelle 3. Eichenholz.

Versuchsnummer	Abmessungen des Querschnittes: Höhe h	Breite b	Stegdicke s	Rillenhöhe r	Entfernung der Last vom näheren Auflager, a	$\sigma : \tau$	Bruchursache {A Abscheerung, B Biegung	Bemerkungen
	cm	cm	cm	cm	cm			
1	3·1	2·2	0·75	1·0	12·5	5·7	—	hielt
2			0·8	1·0	12·5	6·0	—	hielt
3	2·8	1·8	0·6	0·8	12·5	6·1	?	
4			0·75	0·8	9	5·5	A	
5			0·8	0·8	20	12·8	B	
6			0·9	1·0	8	9·4	—	hielt
7	2·7	1·75	0·6	0·8	12·5	7·3	A	spaltete wagrecht von der Belastungsstelle bis zum entfernteren Auflager einerseits und bis auf 4 cm vom näheren Auflager anderseits
8			0·6	0·9	12·5	7·3	?	brach s-förmig in der Balkenmitte, also nicht an der Belastungsstelle
9			0·8	0·8	12·5	8·6	?	brach s-förmig zwischen der Last und dem entfernteren Auflager auf 17 cm Länge
10	2·7	1·7	0·6	0·7	14	8·3	A	spaltete zwischen der Last und dem entfernteren Auflager, für welches $a = 36$ und $\sigma : \tau = 21 \cdot 3$ zu setzen ist
11			0·65	0·8	12·5	7·3	?	brach s-förmig zwischen der Last und dem entfernteren Auflager auf 8 cm Länge
12			0·65	0·8	12·5	7·3	?	
13			0·65	0·9	12·5	7·3	A	
14	2·65	1·7	0·8	0·6	11	7·9	B	
15	2·65	1·6	0·75	0·65	12·5	9·0		
16	2·6	1·7	0·8	0·6	10	7·3	B	
17	2·5	2·1	0·9	0·7	12·5	8·8	B	

Aehnlich wie bei Kiefernholz verhielt sich Holz, welches nach Herrn Prof. Dr. Wilhelm unzweifelhaft einer echten Tanne (Abies-Art) und sicher nicht einer echten Fichte (Picea-Art) angehörte und von Bohlen stammte, die seit Jahren in Benützung gewesen waren. Ob die Tanne die gemeine oder eine ihrer Verwandten, etwa die griechische (A. cephalonica) gewesen ist, ließ sich allerdings, der Uebereinstimmung dieser Arten im Holzbau wegen, nicht bestimmen.

Da nach den vielen Bestimmungen anderer Beobachter Tannen- und Kiefernholz gleiche Festigkeitszahlen besitzen und Tabelle 2 hiermit im Einklange steht, wurden die Versuche mit Tannenholz nicht weiter fortgesetzt und können

Tabelle 4. Lindenholz.

Versuchsnummer	Abmessungen des Querschnittes: Höhe h	Breite b	Stegdicke s	Rillenhöhe r	Entfernung der Last vom näheren Auflager, a	$\sigma : \tau$	Bruchursache {A Abscheerung, B Biegung	Bemerkungen
	cm	cm	cm	cm	cm			
1	3	2	0·4	1·1	12·5	3·4	A	
2			0·4	1·2	12·5	3·4	A	
3			0·55	1·1	12·5	4·8	A	
4			0·55	1·1	12·5	4·8	A	
5			0·6	1·1	12·5	5·1	A	
6			0·6	1·1	12·5	5·1	A	
7			0·8	0·9	12·5	6·7	A	
8			0·8	1·0	12·5	6·9	A	
9			0·9	1·0	12·5	7·7	A	
10			1·0	0·9	12·5	8·5	A	
11			0·5	1·0	25	8·7	A	
12			1·2	0·8	12·5	10·1	B	
13			0·95	1·0	16	10·3	?	
14			0·6	1·1	25	10·5	A	
15			0·65	1·1	25	11	A	
16			0·85	1·0	20	11	?	
17			1·0	0·9	19	12	?	
18			1·0	1·0	25	17	B	
19			1·2	0·9	25	20	B	
20			1·3	0·65	25	21	B	

Tabelle 5. Cypressenholz.

Versuchsnummer	Abmessungen des Querschnittes: Höhe h	Breite b	Stegdicke s	Rillenhöhe r	Stützweite l	Entfernung der Last vom näheren Auflager, a	Inanspruchnahme auf Biegung σ	Inanspruchnahme auf Abscheerung τ	$\sigma : \tau$	Bruchursache {A Abscheerung, B Biegung	Bemerkungen
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	at/m	at/m			
1	3	2	0·8	1·1	50	12·5	629	104	6·0	A	
2	3	2	0·7	1·1	50	12·5	629	92	6·8	A	Bruch an mehreren Stellen
3	3	2	1	1	50	12·5	627	74	8·5	?	trug 30 kg ohne zu brechen; brach nach Erhöhung der Last u. zeigte dabei sowohl Biegungsbruchflächen als Scheerflächen
4	3	2	1·2	0·9	50	12·5	627	62	—	—	trug 30 kg ohne zu brechen
5	2·5	2	1·2	0·6	50	12.5	901	74	12·2	?	schräger Bruch
6	2·85	1·9	1·9	kein Rillen	50	10	623	41	14·1	B	von der lothrechten Biegungsbruchfläche ging eine schräge Bruchfläche in der Richtung des entfernteren Auflagers zur oberen Staboberfläche
7	2·5	2	1·4	0·5	50	12·5	901	64	14·1	A	
8	2·8	1·85	1·85		50	10	661	46	14·1	?	brach in viele Stücke
9	2·85	1·9	1·9		50	12·5	728	41	17·8	B	brach nicht sofort nach Belastung
10	2·8	1·9	1·9		50	12·5	752	42	17·9	E	brach nicht sofort nach Belastung
11	2·2	2	2		45	15	1230	45	27·3	B	die Bruchfläche lag statt an der Belastungsstelle 5 cm von ihr entfernt zwischen ihr und dem entfernteren Auflager
12	2·2	2·3	2·3		45	20	1195	33	36·2	B	

die vier der Tabelle 2 als eine Ergänzung der 40 vorhergehenden der Tabelle 1 angesehen werden. Auch Fichtenholz zeigt nach den bisherigen Beobachtern dasselbe mechanische Verhalten wie Kiefern und Tannenholz.

Abweichend ist Eichenholz. Die Proben der Tabelle 3 stammten nach Herrn Prof. Dr. Wilhelm entweder von der Stiel- oder von der Traubeneiche, und sicher nicht von der Zerreiche.

Nach Tabelle 3 wechselt die Festigkeit des Eichenholzes recht erheblich; besonders muss die Schubfestigkeit benachbarter Holztheile oft sehr verschieden sein, sonst hätten einige Stücke nicht auf der Seite zwischen der Last und dem entfernteren Auflager durchgescheert werden können, auf welcher τ nur $^{2}/_{3}$ bis $^{1}/_{2}$ des Werthes erreichte, den es auf der Balkenstrecke zwischen der Last und dem näheren Auflager besaß. Das für die Bruchweise entscheidende Verhältniß $\tau:\sigma$ schwankte von 1 : 7·3 bis 1 : 21. Uebrigens soll die Zerreiche (burgundische Eiche) in ihrem Verhalten noch unzuverlässiger sein als die erwähnte Stiel- (Sommer)-Eiche und Trauben- (Winter-, Stein)-Eiche.

Sehr regelmäßig spielten sich die Bruchvorgänge bei einer Anzahl Stäbe ab, welche nach Herrn Prof. Dr. Wilhelm aus Lindenholz bestanden, welcher Art, war bei der großen Uebereinstimmung der Linden im Bau ihres Holzes, nicht zu sagen; vergl. Tabelle 4.

Nur für die Werthe von $\sigma:\tau$ zwischen 10 und 12 schwankte die Bruchweise, für $\sigma:\tau = 11$ ist demnach die eine Zerstörungsweise so wahrscheinlich wie die andere.

Am kleinsten nämlich im Mittel 1 : 14 zeigte sich bei Cypressenholz das Verhältnis der Scheer- zur Biegungsfestigkeit und der Bruch erfolgt viel unregelmäßiger als bei der Linde. Manche Cypressenstäbe zersprangen nämlich unter Einwirkung der Last wie ein spröder Körper gleichzeitig längs mehrerer Flächen. Hieraus dürfte ferner hervorgehen, dass bei diesem Holze die Festigkeit von der Faserrichtung wenig beeinflusst wird, und dass sie in benachbarten Holztheilen oft ziemlich verschieden ist. Näheres besagt Tabelle 5, in welcher auch die Werthe τ und σ der Inanspruchnahmen auf Schub und Biegung eingetragen wurden, weil über diese Holzgattung noch keine Versuche von anderer Seite vorlagen.

Die Ergebnisse der verschiedenen Versuche sollen schliesslich zusammengefasst und mit den Angaben von Winkler (Die hölzernen Balkenbrücken, 2. Aufl. 1887) und Tetmajer (Die Baumechanik, II. Theil, 1889) verglichen werden. Ersterer stellt die Festigkeitszahlen verschiedener Beobachter zusammen und leitet aus ihnen (S. 32) Mittelwerte ab, auf Grund deren er die zulässigen Beanspruchungen bleibender und kurzlebiger Bauten (S. 47) festsetzt. Tetmajer gibt (S. 257 und 188) die Ergebnisse früherer eigener Beobachtungen wieder (vergl. die Generalzusammenstellung des 2. Heftes der Mittheilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am schweiz. Polytechnikum). Nach seinen Zahlen wird das Verhältnis der Biegungs- zur Scheerfestigkeit kleiner als nach denen Winkler's; er empfiehlt ferner (S. 78, 186 und 258) mit Rücksicht auf die Astknoten den Sicherheitsgrad gegen die Biegungsfestigkeit größer zu wählen als gegen die Scheerfestigkeit, so dass das Verhältnis der zulässigen Inanspruchnahme auf Biegung zu jener auf Abscheeren noch viel kleiner wird.

Tabelle 6. Verhältniss der Biegungs- zur Scheerfestigkeit, $\sigma:\tau$.

Holzart	Nach den eigenen Versuchen	Nach Winkler			Nach Tetmajer		
		Festigkeiten	Zulässige Inanspruchnahmen		Festigkeiten	Zulässige Inanspruchnahmen	
			Bleibende Bauten	Provisorische Bauten		Ruhende Belastung	Mässige Erschütterungen
Kiefer	im Mittel 7	für Nadelholz $\frac{585}{50} = 11·7$	für Nadelholz $\frac{90}{6} = 15$	für Nadelholz $\frac{105}{7} = 15$	$\frac{410}{61} = 6·7$	$\frac{410:6}{61:3} = 3·3$	$\frac{410:8}{61:4·5} = 3·8$
Tanne	" " 7				$\frac{440}{63} = 7·0$	$\frac{440:6}{63:3} = 3·5$	$\frac{440:8}{63:4·5} = 3·9$
Fichte	—				$\frac{440}{67} = 6·6$	$\frac{440:6}{67:3} = 3·3$	$\frac{440:8}{67:4·5} = 3·7$
Lärche	—				$\frac{530}{72} = 7·4$	$\frac{530:6}{72:3} = 3·7$	$\frac{530:8}{72:4·5} = 4·1$
Eiche	7·3 bis 21	$\frac{690}{77} = 9$	$\frac{105}{10} = 10·5$	$\frac{120}{12} = 10$	$\frac{600}{75} = 8·0$	$\frac{600:6}{75:3} = 4·0$	$\frac{600:8}{75:4·5} = 4·5$
Linde	im Mittel 11	—	—	—	—	—	—
Cypresse	" " 14	—	—	—	—	—	—

Hiernach geben die Bruchversuche, bei welchen auch der Widerstand gegen Schubkräfte durch Biegen eines Balkens erzielt wird, bei Nadelholz ein Verhältnis der beiden zulässigen Inanspruchnahmen, welches zwischen den auseinander gehenden Vorschriften die Mitte hält. Hiermit stimmen nach Ansicht des Verfassers die Annahmen der Praxis im Durchschnitte überein. Eichenholz wäre nach den Versuchen noch unzuverlässiger gegen Scheerkräfte, als man gewöhnlich annimmt.

Das Moldau-Hochwasser vom 3. September 1888 und dessen Folgen für die Eisenbahnstrecke Budweis-Frauenberg der Linie Wien-Eger.

Von Karl Pascher, Inspector der k. k. Staatsbahnen.

(Hiezu Tafel XXXIII—XXXV).

A. Einleitung.

Es war im Herbste des Jahres 1888, als nach einer Reihe von Regentagen am 3. September im südlichen Böhmen Wolkenbrüche niedergingen, die ein Hochwasser zur Folge hatten, welches im oberen Moldauthale ganz gewaltige Verheerungen anrichtete, unter welchen sich die an der Bahnstrecke Wien-Eger eingetretenen als besonders schwere deshalb fühlbar machten, weil sie eine längere Unterbrechung des Verkehres herbeiführten und sehr bedeutende Auslagen verursachten.

Bei dem Umstande, als in den letzten Jahren die Hochwasserkatastrophen immer zahlreicher eintreten, und sich in den Folgen stets schwerer und schwerer gestalten, werden auch die Aufgaben des Ingenieurs sowohl in hydrotechnischer als auch in bautechnischer Hinsicht immer schwieriger, so dass man jede fachliche Mittheilung über in wichtigen Fällen gemachten Erfahrungen willkommen heißen kann.

In diesem Sinne erfolgt im Nachstehenden eine Veröffentlichung der Umstände, unter welchen die Beschädigungen des Bahnkörpers durch das Eingangs angeführte Hochwasser eingetreten sind, und unter welchen Umständen die Wiederinstandsetzung der Bahn ausgeführt wurde, sowie auch jener Erwägungen, die für die Rekonstruktion der durch das Hochwasser gefährdeten Thalübersetzung maßgebend waren.

B. Beschreibung der Hochwasserschäden.

Die Bahnlinie Wien-Eger übersetzt etwa 2 *km* unterhalb Budweis das dort offene und flachufrige Moldauthal auf einem 2 *km* langen und bis 5 *m* hohen Damme, in welchem eine Anzahl Durchlässe eingebaut waren, u. zw.:

Die grosse Moldaubrücke mit 78·85 *m* Spannweite,
Eine Inundationsöffnung . „ 40·60 *m* „
Eine Oeffnung . . . . . „ 9·90 *m*
„ „ . . . . . „ 5·00 *m*

ausserdem gab es eine Anzahl kleiner Dolen, so dass die Lichtweite aller Bauwerke zusammen 139·1 *m* betrug.

Wie aus dem Situationsplane (Tafel XXXIII, Fig. 1) und dem Längenprofile (Fig. 2) hervorgeht, kann man die Wahl der Trace dieser Thalübersetzung keinesfalls als eine sehr glückliche bezeichnen. Man gerieth auf der rechten Thalseite ganz schief gegen die Thalrichtung, kam dann, offenbar unbewusst, über eine alte, verlandete Flusserpentine, und kreuzte auch noch ein zum Veithofe gehöriges eingedeichtes Terrain, welcher Umstand sich in der Folge als besonders verhängnisvoll herausgestellt hat. Mehr dem Angriffe des Hochwassers ausgesetzt kann man sich ein Bauwerk kaum vorstellen.

Unter diesen Verhältnissen trat am 3. September 1888 das höchste bisher verzeichnete Hochwasser in der oberen Moldau ein, das in rapidem Ansteigen von 10 Uhr Vormittag bis 2 Uhr Nachmittag den höchsten Stand erreichte, bei welchem der Oberbau nächst der Straßenübersetzung *km* 215·4 um 10 *cm* überfluthet war, das Wasser in den Durchlässen durchschnittlich 2·50 *m* hoch stand, und bei der grossen Moldaubrücke zum Untergurt der Eisenkonstruktion nur mehr ein Abstand von 109 *cm* übrig blieb.

Der 5·0 *m* weite Durchlass *km* 215·$^{6}/_{7}$ wurde zuerst durch Auskolkung der Sohle in Mitleidenschaft gezogen, worauf das rechtseitige Widerlager bis auf einen kleinen Theil einstürzte und eine Partie des Dammes weggespült wurde. Die eigentliche Katastrophe trat jedoch in *km* 216$^{4}/_{5}$ ein. Von dem Momente an, als der Veithöfer Ringdamm überfluthet war, füllte sich in wenigen Minuten der Raum zwischen demselben und dem Bahndamme, und aus dem Objekte *km* 216$^{4}/_{5}$ mit 9·90 *m* Spannweite stürzte das Wasser in das unterhalb nicht überfluthete und ganz trockene Terrain mit solcher Gewalt, dass in unglaublich kurzer Zeit der Boden im weiten Umkreise aufgewühlt, die Widerlager unterwaschen und zum Einsturz gebracht wurden, worauf von dem anschließenden Damm Stück für Stück weggespült wurde, bis eine 60 *m* weite Lücke gebildet war, die der hängen gebliebene Schienenstrang überspannte.

Mit welcher Gewalt das Wasser durch das eingestürzte Objekt fluthete, zeigt am Besten der Umstand, dass die mehr als 10.000 *kg* schwere Eisenkonstruktion im Sturze erfaßt und durch einen mächtigen Stoß 100 *m* weit fortgeschleudert wurde. Ganz unversehrt fand man diese Brücke in normaler Lage mehr als 100 *m* weit unterhalb auf dem Sande liegend wieder.

An Stelle des ehemals 4·5 *m* hohen Dammes hatte sich nicht nur eine 60·0 *m* weite Lücke, sondern auch in Folge der Auskolkung ein 3 bis 4 *m* tiefer Wassertümpel von circa 6000 m^2 Fläche gebildet.

Es war eine wahre Hiobspost, die an jenem Tage der Bahnverwaltung von der Strecke meldete, dass in Folge dieses Dammdurchbruches der Gesammtverkehr auf die Dauer einiger Wochen eingestellt werden müsse — denn, man hätte eben damals mit dem Transporte der Truppen von den großen Manövern beginnen sollen. Das schöne Gebäude vorher ausgearbeiteter Fahrpläne war durch Wasser zu Wasser geworden, und über Nacht mussten neue Dispositionen getroffen werden. Als diese schwierige Aufgabe bewältigt war (dass dies über Nacht möglich war, muss als ein Beweis dafür angesehen werden, dass man bei zweckmäßiger Organisation des Dienstes und bei erfahrener Leitung im Ernst-

22

falle auch solchen Zwischenfällen ruhig die Stirne bieten kann), schritt man zu der Instandsetzung des zerstörten Bahnkörpers.

C. Arbeiten zur Behebung der Verkehrsstörung.

Mit der Ausführung dieser Arbeiten betraut, kam ich am 4. September an Ort und Stelle an.

Die erste Arbeit bestand in der Einrichtung einer Telegraphenstation im Wächterhause nächst der Moldaubrücke; dann ging man an die Herstellung jener Arbeiten, welche für den Umsteigeverkehr nöthig waren. Zuerst musste das Objekt *km* $215^6/_7$ mit 5·0 *m* Spannweite in Stand gesetzt werden, was durch ein pilotirtes Joch und die Ergänzung des Dammes bewirkt wurde. Gleichzeitig wurde in *km* 217·0 ein Umsteigeperron durch Erdanschüttung und in *km* $216^3/_4$ auf dem 4·0 *m* hohen Damme ein zweiter in Holzkonstruktion (Tafel Nr. III, Fig. 6, 7) hergestellt und zur Verbindung beider Perrons Zugangstreppen und längs der großen Unterbrechungsstelle ein pilotirter Steg ausgeführt.

Am 5. September waren diese Arbeiten fertig, und konnte am 6. der Umsteigeverkehr eingeleitet werden.

Selbstverständlich waren mittlerweile auch die Vorbereitungen für die Hauptarbeit getroffen worden und standen Materialien, Werkzeuge und Arbeiter bald zur Verfügung, so dass am 6. September mit der Herstellung eines Holzprovisoriums zur Ueberbrückung der Dammlücke begonnen werden konnte. Man hatte sich nämlich entschlossen, die Dammlücke mit einem leichteren Holzprovisorium zu überbrücken, das nur für die Belastung durch beladene Waggons, beziehungsweise durch darüber geschobene Züge ohne Lokomotiven dienen sollte.

Die Erwägung, dass ein solches Provisorium am schnellsten ausführbar ist, war für die Entscheidung maßgebend, da man aus triftigen Gründen das äußerst lästige Umsteigen der Reisenden um jeden Preis schnellstens beseitigen wollte.

Der auf Tafel XXXIV, Fig. 1 bis 9 enthaltene Ausführungsplan dieses Provisoriums und die nachstehende Tabelle

Post Nr.	Object	Stützweite l in Centimeter	Belastungsart	pro Feld: Eigengewicht *kg*	pro Feld: Mobile Last reducirt auf gleichmässige Vertheilung *kg*	pro Feld: Zusammen *kg*	Für einen Träger *kg*	Belastungsmoment $M = \frac{P \cdot l}{8}$	Trägheitsmoment $J = \frac{b \cdot H^3}{12}$ cm^4	Abstand der neutralen Faser $h = \frac{H}{2}$ *cm*	$J/h =$	$s = \frac{M h}{J}$ *kg* pro Quadrat-Centimeter
1.	Provisorische Durchfahrt	432	durch drei Achsen einer Locomotive.	2400	49080	51480	12870	649480	699050	32	21845	31
2.	Holzprovisorium	700	durch zwei Achsen eines beladenen Wagens	4000	18290	22290	5575	487812	58538	14	4181	116
3.	Holzprovisorium	700	durch vier Achsen einer Locomotive.	4000	68340	72340	18085	1582437	58538	14	4181	380

enthalten alle erforderlichen Details, so dass ich mich bei der Beschreibung auf wenige Bemerkungen beschränken kann, und zwar:

1. Die Wahl der Spannweiten erfolgte mit Rücksicht auf vorhandene gebrauchte aber noch gesunde Konstruktionshölzer unter der Voraussetzung einer Inanspruchnahme von rund 120 *kg* per Quadrat-Centimeter.

2. Die Traghölzer wurden absichtlich flachkantig gelegt, weil selbe später ein möglichst breites Auflager auf der frischen Dammschüttung bieten sollten.

3. Zur Aufrechterhaltung der Kommunikation für den Veithof musste eine 4·0 *m* weite Durchfahrt eingebaut werden, die für den Verkehr mit Lokomotiven zu konstruiren war. Die verzahnten Röste dieses Objektes wurden für eine Inanspruchnahme von höchstens 40 *kg* per Quadrat-Centimeter dimensionirt.

Es bedarf wohl nicht erst einer näheren Begründung, wenn ich im Interesse der möglichst schnellen Instandsetzung des durch Hochwässer, Rutschungen etc. beschädigten und unfahrbar gemachten Bahnkörpers es als nothwendig erachte, dass die Bahnverwaltung für einen gewissen Bereich ein Depôt von Schlagwerken, Krahnen, Piloten, (worunter eine Anzahl eiserner Schraubenpfähle), Konstruktionsgehölze überhaupt, sowie von Werkzeugen, Requisiten und Materialien, die in Nothfällen gebraucht werden, zur sofortigen Gebrauchsnahme bereit hält. Wie wichtig und von welch' großem Nutzen eine derartige Vorsorge wäre, würde sich gegebenen Falles im Mobilisirungs- und Kriegsverkehre in der eklatantesten Weise darthun.

Die Ausführung des Holzprovisoriums war nicht so gar einfach und leicht. Die größte Schwierigkeit bereitete der Umstand, dass man es mit einem 3 — 4 *m* tiefen Wassertümpel zu thun hatte, und das Vorkommen von Mauerwerkstrümmern auf der ganz unebenen Sohle. An einer Stelle ließen sich die Piloten in der projektirten Lage absolut nicht unterbringen und gelang es erst nach vielen Versuchen, mehrere Piloten in unregelmäßiger Lage für zwei abnorme Joche einzurammen.

Unsere 30 Zimmerleute und die vom Prager Korpskommando bereitwilligst beigestellte Abtheilung Pionniere schafften Tag und Nacht mit einem solchen Feuereifer an dem Werke, dass das Provisorium trotz aller Schwierigkeiten bereits am 9. September — also nach 4 Tagen — vollendet war.

Vom 10./9. an wurden sämmtliche Züge — auch Lastzüge — über das Gerüste geschoben und damit die Verkehrsstörung zum größten Theil behoben.

Diese Leistung war nur möglich durch die Installation einer elektrischen Beleuchtung, bei welcher die ganze Nacht ohne Unterbrechung gearbeitet werden konnte. Der besonderen Bereitwilligkeit des Eisenbahnregimentes hatte es die Eisenbahnverwaltung zu verdanken, dass ich einen mobilen Beleuchtungsapparat am 5. September installiren und vom 7. September an mit ausgezeichnetem Erfolge benutzen konnte.

Im Situationsplane sind die Aufstellungsorte der Maschine und der 6 Bogenlampen von je 1000 Kerzenstärken verzeichnet. Die Lampen wurden auf hohen Holzmasten angebracht und daran in jener Höhe fixirt, welche der jeweilige Stand der Arbeiten erforderte. Während der Pilotage waren die Lampen cirka 6·0 *m* hoch über dem Boden, während des Aufbringens der Tragkonstruktion und des Oberbaues 8·0 *m* hoch und während der Dammanschüttung 18·0 *m* hoch aufgehängt. Die Möglichkeit, sich örtlich dem Lichtbedürfnisse auf einfache Weise und schnell anpassen zu können, bildet einen der werthvollsten der vielen Vorzüge des elektrischen Lichtes.

Mit keinem der vielen in neuerer Zeit so gepriesenen Beleuchtungsmittel, weder mit dem Lucigen, noch mit dem Oleum-vapor-light — vom Magnesiumlicht gar nicht zu reden — ist man im Stande, auch nur annähernd den gleichen Zweck zu erreichen.

Das elektrische Licht ist in solchen Fällen auch in ökonomischer Beziehung am vortheilhaftesten, und finde ich es ganz begreiflich, wenn sich heute alle Bahnverwaltungen, ob groß oder klein, mit mobilen Einrichtungen für elektrische Beleuchtung ausgerüstet haben. Die Staatsbahnen besitzen jetzt 3 solche Wagen für je 12 Bogenlampen, die in der kurzen Zeit ihres Bestandes schon vorzügliche Dienste geleistet haben.

Die Verwendung des Holzgerüstes zum Ueberschieben der Züge war eigentlich nur Nebenzweck; Hauptzweck desselben war die Benützung zur schnellen Verschüttung der Dammlücke. Im Hinblick auf das Endziel: der möglichst schnellen Eröffnung des unbeschränkten Vollverkehres ging man sofort nach Vollendung des Holzprovisoriums an die Herstellung dieser Anschüttung. Schon während des Baues des Provisoriums waren alle Vorbereitungen hiezu getroffen worden.

In den Stationen wurden Wagen mit Schüttmateriale beladen und nach Budweis und Frauenberg (die nächst der Unterbrechungsstelle gelegenen Stationen) befördert; die Hauptmasse der rund 6000 m^3 betragenden Anschüttung mußte jedoch an Ort und Stelle beschafft werden, wenn man schnell fertig werden wollte. Günstige Gelegenheit hiezu gab auf der linken Seite *Km* 217$^1/_3$ ein vom Baue herrührender Materialgraben; dort wurde ein Ladegeleise hergestellt und das erzeugte Material beiderseits so hoch aufgestapelt, dass man leicht verladen konnte. Vom 5. September an wurde dort mit 200 Mann Tag und Nacht Füllmaterial erzeugt und deponirt.

Auf der Budweiser Seite war die Sache schon schwieriger, weil man dort mehrere Stationen weit weg, und zwar bis Zámost auf der Prager Strecke gehen mußte, um unter günstigen Verhältnissen die Materialgewinnung einleiten zu können.

Als am 10. September das Schüttgerüste vollendet war, wurde sofort mit der Verladung und Zufuhr des Anschüttungsmateriales begonnen, doch kam man am ersten Tage infolge des Regenwetters und des störenden Verkehres mehrerer Lastzüge zu keinem richtigen Fortschritte und brachte man es nur auf 80 Waggons mit der Verladung. Dafür wurden am 11. und 12. September beachtenswerte Leistungen zu Wege gebracht und binnen 48 Stunden 700 Waggons abgeladen.

An diesen beiden Tagen wurde das Schüttgerüste nie ganz frei; während ein Zug auf dem Gerüste stand, wartete schon ein zweiter nebenan. Wie der leere Zug in die Materialgrube gebracht war, fuhr sogleich ein nächster Zug zum Gerüste, um den dort stehenden abzulösen, und so ging es auf beiden Seiten fort, nur mit den durch den Verkehr der Personenzüge bedingten Unterbrechungen. Da die Zeitintervalle zwischen den Personenzügen zusammen 14 Stunden betrugen, so kamen pro Stunde 30 Wagen oder rund 200 m^3 zur Abladung.

Schon am 12. September war der Damm so weit angeschüttet, dass man daran denken konnte, am nächsten Tage den Vollverkehr mit Locomotiven zu eröffnen. Zeitlich früh am 13. liess ich die Traghölzer des Gerüstes gehörig mit Schlägelschotter unterkrampen und dann eine leichte Rangirlocomotive auffahren. Natürlich wurden die Hölzer durchgebogen*) und die frische Schüttung zusammengedrückt, doch durch fortgesetztes Unterkrampen der Traghölzer war das Auflager bald so weit gefestigt, dass die leichte Maschine keine wahrnehmbaren Senkungen mehr verursachte. Dann wurde eine schwere Maschine so oft über den Damm geführt und dabei das Unterstopfen der Hölzer so lange fortgesetzt, bis auch hiebei keine Einsenkungen mehr entstanden. Die Setzungen des frischen Dammes waren auch später sehr geringe, was wohl durch den Umstand erklärt ist, dass die Schüttung in's Wasser erfolgt war.

Nachdem auch die Belastungsprobe bei der 4·0 *m* weiten Durchfahrt das erwartete günstige Resultat ergeben hatte, konnte man mit voller Beruhigung am 13. Mittags die Strecke dem Vollverkehr übergeben, womit der erste Theil der Aufgabe (glücklicher Weise ohne jeden Unfall) gelöst war.

Ich will nur noch einige Bemerkungen über die verwendeten Arbeitskräfte und die Kosten der Arbeiten anführen und sodann auf die Vorkehrungen zur Sicherung

*) Wie aus den Daten in der Tabelle auf Seite 162 hervorgeht, war ein Bruch der Traghölzer nicht zu befürchten.

des Bahnkörpers gegen Hochwasserschäden eingehen. Dass die braven Pionniere mich bei der Arbeit werkthätig unterstützt haben, wurde bereits bemerkt, aber auch die Civilarbeiter hatten sich bald in einen solchen Eifer eingearbeitet, dass zum Schluss einer den andern überbieten wollte und ganz überraschende Leistungen Einzelner zu Tage traten. In den ersten Tagen ging es zwar mit den aus allen Gegenden Böhmens zusammengelaufenen Leuten schwer genug und mussten viele störrige Schreier durch energisches Einschreiten eingeschüchtert werden. Die musterhafte Disziplin der Pionniere gab übrigens den Leuten ein gutes Beispiel, das von unschätzbarem Werthe war. Um die Arbeiter im richtigen Eifer und in steter Arbeitslust zu erhalten, hat man es an reichlicher Labung mit Bier und Brod nie fehlen lassen.

Ueber die Kosten der beschriebenen Herstellungen kann ich mittheilen, dass selbe einen Betrag von rund 12.000 fl. erforderten, in welchem die gesammten Kosten aller Arbeiten, zu welchem auch die Ausfüllung des Kolkes, die Instandsetzung der durchrissenen Schutzdämme, die solide Abpflasterung des neuen Dammes und die Beseitigung des Schotters und Gerölles von den Grundstücken des Veithofes u. v. A. gehört, inbegriffen sind. Anbetrachts der forcirten Arbeit bei Tag und Nacht und bei den obwaltenden schwierigen Verhältnissen dürften die Kosten als sehr niedrig bezeichnet werden können.

D. Vorkehrungen zur Sicherung der Budweiser Moldauthalübersetzung gegen Hochwässer.

Schon um dem Ansturme der Anrainer und Nachbarn, die natürlich alle die Eisenbahn für erlittene oder eingebildete Schäden verantwortlich und ersatzpflichtig machten, zu begegnen, musste die Bahnverwaltung umfassende Erhebungen pflegen und genaue Aufnahmen vornehmen lassen, welche die Grundlage für die weiteren Rechnungen und Beweisführungen zu bieten hatten. Die durch die Aufnahmen gewonnenen Behelfe sind auf Tafel XXXV dargestellt. Die Verwerthung derselben durch die Rechnung verfolgte den Zweck, nachstehend angeführte Fragen zu beantworten.

1. Wie groß war die größte sekundliche Abflussmenge in der Moldau am 3. September 1888?

War das in Rede stehende Hochwasser das denkbar grösste oder nicht, und wie groß ist im letzteren Falle die Maximal-Abflussmenge anzunehmen?

3. In welchem Maße hat der Bestand des Bahnkörpers auf die den Anrainern zugefügten Hochwasserschäden eingewirkt?

4. Welchen Umständen sind die Beschädigungen des Bahnkörpers durch das Hochwasser zuzuschreiben?

5. Wenn die Lichtweiten der Bahndurchlässe zur ungefährlichen Abfuhr der größten Hochwässer nicht ausreichend sein sollten, in welcher Weise wäre die Rekonstruktion durchzuführen?

Die Beantwortung dieser Fragen ergab sich in folgender Weise:

1. Berechnung der Abflussmenge am 3. September 1888.

Hiezu wurden verschiedene Wege eingeschlagen, und zwar: die Berechnung mit Hilfe der sich aus dem Gefälle und den Hochwasserprofilen ergebenden Wassergeschwindigkeit, ferner Ermittlung auf Grund der gemessenen Stauhöhe in den Bahndurchlässen und schliesslich die Benützung der ombrometrischen Daten.

Für die erstgenannte Methode sind die Aufnahmen des Flussgebietes in der Nähe der Bahn nicht verlässlich genug, weil die benetzten Profile viel zu unregelmäßig und zu weit ausgedehnt waren, sowie auch unter der Stauwirkung standen. Es musste deshalb weit ausserhalb eine Flusstrecke gesucht werden, in welcher das Hochwasser in einem geschlossenen Profile passirte und alle Daten sich genau erheben ließen. Die bezüglichen Aufnahmen sind auf der Tafel XXXV, Fig. 2 bis 5 dargestellt und ergibt sich als mittlere Fläche des Hochwasserprofiles $F =$. 471·13 m^2
desgleichen der benetzte Umfang $p =$ . . . 119·26 m
der Radius $\frac{F}{p} = R =$ . . . . 3·95 m
das Gefälle des Hochwasserspiegels $J =$ . . 0·001 m

Daraus erhält man unter Benützung der Formel von Ganguillet und Kutter:

$$v = \left\{ \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{\cdot}00155}{J}}{1 + (23 + \frac{0{\cdot}00155)}{J} \frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{R.J.}$$

unter der Annahme, dass für n (Rauheitsgrad) der Wert von 0·027 den örtlichen Verhältnissen entspricht, für die mittlere Geschwindigkeit des Hochwassers:

$$v = \frac{60 + 1{\cdot}55}{1 + 24{\cdot}55 \frac{0{\cdot}027}{\sqrt{3{\cdot}95}}} \sqrt{R.J.} = 46{\cdot}1 \sqrt{R.J.}$$

$$v = 46{\cdot}1 \times 0{\cdot}0628 = 2{\cdot}895\ m$$

und die sekundliche Abflussmenge im Frauenberger Profile

$$Q = v.F. = 2{\cdot}895 \times 471{\cdot}13$$
$$Q = 1364\ m^3.$$

Zwischen dem Moldaubahndamme und der Messungsstelle bei Frauenberg münden nur drei kleinere Rinnsale mit zusammen etwa 31 m^3 Wassermenge in den Fluss, so dass nach Abschlag derselben die Abflussmenge bei Budweis mit rund $Q = 1333\ m^3$ resultirt. Zur Kontrole dieser Ziffer wurde die gleiche Rechnung für das Profil I (siehe Taf. XXXV, Fig. 1 und 3) unweit des Bahndammes angestellt.

Es ist hierfür:
Querschnittsfläche $F =$ . . . . . . 1010 m^2
Benetzter Umfang $p =$ . . . . . . 665 m
Mittlere Tiefe (Wasserradius) $R =$. 1·54
Hochwassergefälle $J =$ . . . . 0·00075

Aus der Ganguillet und Kutter'schen Formel ergibt sich dann unter Annahme von $n = 0{\cdot}027$ entsprechend dem örtlichen Rauheitsgrade wie im ersten Beispiele:

$$v = \frac{60 + 2{\cdot}06}{1 + (23 + 2{\cdot}06) \frac{0{\cdot}027}{\sqrt{1{\cdot}54}}} \sqrt{1{\cdot}54 \,.\, 0{\cdot}00075}$$

$$v = 40{\cdot}1 \sqrt{1{\cdot}54 \times 0{\cdot}00075} = 1{\cdot}36\ m$$

und $Q = v.F\ 1{\cdot}36 \times 1010 = 1373{\cdot}6\ m^3$.

Zwischen dem Hochwasserspiegel unmittelbar oberhalb der Moldaubrücke und demjenigen unterhalb der Brücke bestand am 3. September 1888 ein Höhenunterschied von 0·49 m (Cote 389·05 m — 388·56 m = 0·49 m).

Wenn der Contractions-Coëfficient $\mu = 0{\cdot}90$ (nach Eytelwein) angenommen wird, B die Gesammtweite der Bahndurchlässe, h die Stauhöhe, f_u die Profilfläche der Eisenbahndurchlassöffnungen im Unterwasser (ungestautes Wasser unterhalb) und k die Geschwindigkeitshöhe entsprechend der Wassergeschwindigkeit vor dem Durchflusse durch die Bahndurchlässe bedeutet, so ist nach der Bornemann'schen Formel die Durchflussmenge

$$Q = {}^2/_3\, \mu\, B \sqrt{2\,g}\,\left\{(h + k)^{3/2} - k^{3/2}\right\} + \mu\, f_u \sqrt{2\,g\,(h + k)}$$

wofür vorher noch k zu berechnen ist.

Nehmen wir an, es sei $Q = 1373\ m^3$ wie im Profil I gefunden, so ist die Geschwindigkeit im Profil II (Taf. XXXIII Fig. 2) unmittelbar oberhalb des Bahndammes mit der benetzten Fläche von 2774 m^2

$$c = \frac{1373}{2774} = 0{\cdot}55\ m$$

und daraus ist $k = \frac{c^2}{2\,g} = 0{\cdot}015\ m$.

Für B und f_u sind die Werthe in der folgenden Tabelle zusammengestellt, zu welcher bemerkt wird, dass die Dammbruchöffnung mit rund 45·0 m Breite, entsprechend dem Stande zur Zeit der höchsten Anschwellung, berücksichtigt erscheint.

Object in Kilometer	Lichte Weite = B	Durchflussprofilfläche im Unterwasser = f_u	Durchflussprofilfläche im Oberwasser = f_o	Anmerkung
216·854	0·47	0·05	0·28	—
216·675	1·89	5·69	6·61	—
216·583	78·85	251·54	290·17	Dammdurchbruch zur Zeit der Kulmination
216·439	45·00	78·90	101·00	
216·161	40·60	77·55	97·44	später erweitert durch Abspülung
215·633	8·00	15·28	19·20	Oeffnung nach erfolgtem Dammdurchbruche
215·402	0·47	0·24	0·47	—
215·390	0·47	0·24	0·47	—
215·328	0·55	0·29	0·55	—
215·256	0·82	0·62	1·03	—
—	177·12	430·40	517·22	—

Aus diesen Factoren ergibt sich:

$$Q = {}^2/_3 \times 0{\cdot}9 \times 171{\cdot}1 \times 4{\cdot}43 \times 0{\cdot}357 + 0{\cdot}9 \times 430{\cdot}4 \times 3{\cdot}14$$
$$Q = 167 + 1216 = 1383{\cdot}0\ m^3.$$

Zur Berechnung der Abflussmenge aus den Regenhöhen standen die Daten von 33 Ombrometerstationen zur Verfügung, aus welchen sich ein genaues Bild der Regenvertheilung (siehe Taf. XXXV, Fig. 1) im Niederschlagsgebiete durch Ermittlung der Kurven gleicher Regenintensität construiren liess. Wie überall, wo durch excessive Regen Hochwasserkatastrophen eintraten, so war auch im vorliegenden Falle die Regenvertheilung eine sehr ungleichmäßige und blieben die Maximalhöhen auf einzelne isolirte Stellen kleineren Umfanges beschränkt.

Die nebenstehende Tabelle gibt darüber nähere Aufschlüsse.

Tabelle der Regenvertheilung.

Post Nr.	Fläche des Gebietes km^2: Maltsch	Fläche des Gebietes km^2: Moldau	Fläche des Gebietes km^2: Zusammen	Regenhöhe h gemessen am 2. September mm	60% der Tagesregenhöhe auf 8 Stunden vertheilt, Stundenintensität $J = \frac{0{\cdot}6\,.\,h}{8}$ mm	Sekundliche Regenmenge per 1 □ km m^3	Sekundliche Regenmenge im Ganzen: Maltsch m^3	Sekundliche Regenmenge im Ganzen: Moldau m^3	Maltsch-Moldau zusammen m^3
1	—	450	450	35	2·62	0·729	—	328	328
2	—	65	65	40	3·00	0·833	—	54	54
3	—	380	380	45	3·37	0·937	—	356	356
4	—	76	76	50	3·75	1·041	—	86	86
5	—	369	369	55	4·12	1·144	—	422	422
6	337	417	754	65	4·87	1·352	455	564	1019
7	482	80	562	75	2·62	1·560	751	125	876
8	—	25	25	80	6·00	1·666	—	41	41
9	88	—	88	85	6·37	1·768	155	—	155
10	59	—	59	90	6·75	1·875	110	—	110
11	32	—	32	95	7·12	1·977	63	—	63
Summe	998	1862	2860	—	—	—	1534	1976	3510
12	Durchschnittliche Regenmenge per □ km						1·52	1·06	1·25
13	Reductionskoëfficient						0·5	0·3	0·387
14	Abflussmenge im Ganzen						767	593	1360
15	Abflussmenge pro □ km						0·76	0·32	0·475

Die Ombrometerdaten geben bekanntlich die Tagesregenhöhen, d. h. die Summe des binnen 24 Stunden gefallenen Regens an. Würde der Regen gleichmäßig, also mit immer derselben Intensität gefallen sein, so ergäbe sich die Regenmenge aus der Formel $Q = \frac{F\,h}{86400}$, worin F die Fläche des Regengebietes in m^2, h die Tagesregenhöhe in m bedeuten. Bei exzessivem Regen ist aber die obige Voraussetzung in der Regel nicht zutreffend und muss die wirkliche Dauer des Wolkenbruches in Rechnung gestellt, bezw. die Regenmenge kleinerer Zeitabschnitte — wozu für unsere Zwecke 1 Stunde vollkommen genügt, weil Regen kürzerer Dauer keine großen Hochwässer zu erzeugen vermögen — ermittelt werden.

Insolange die Ombrometer nicht allgemein für die stündliche Registrirung der Regenhöhe eingerichtet sind, ist man auf eine Schätzung der Stundenintensität angewiesen, die aber bei gehöriger Berücksichtigung der maßgebenden Umstände für die Ermittlung der Hochwasser-Maxima genügend genaue Resultate liefern kann. Das in Rede stehende Moldauhochwasser, welches am 3. September Vormittags eintrat und bei Budweis Nachmittags 2 Uhr den höchsten Stand erreichte, war die Folge eines 8stündigen wolkenbruchartigen Regens, der sich am vierten Tage einer ununterbrochenen Regenperiode einstellte.

Berücksichtigt man die Angabe der Beobachter, dass es am 2. September im ganzen Moldaugebiete auch vor Eintritt des Wolkenbruches ununterbrochen heftig geregnet habe, so kann man für den Wolkenbruch nur etwa 60% der Tagesregenhöhe annehmen, wonach die Stundenintensität aus $J = \frac{0{\cdot}6\,.\,h}{t}$, worin h die Tagesregenhöhe und t die Dauer des Wolkenbruches in Stunden bedeutet, zu berechnen

wäre. In der obigen Tabelle sind diese Intensitäten für die einzelnen Regengebiete und die daraus berechneten Regenmengen pro Sekunde angegeben. Da das eigentliche Moldaugebiet in jeder Hinsicht ganz andere Verhältnisse hat als das Gebiet der bei Budweis einmündenden Maltsch (siehe Taf. XXXIII, Fig. 6), so wurde die Rechnung für beide Gebiete getrennt durchgeführt. Als Endresultat ergibt sich die Regenmenge R des ganzen Gebietes mit 3510 m^3 pro Sekunde, welche Ziffer erst auf die Abflussmenge reduzirt werden muss. Bei der Bestimmung des bezüglichen Koëffizienten muss man folgende Umstände berücksichtigen:

1. Die Ausdehnung des Flussgebietes, die Lage der Seitenthäler zum Hauptthale und die Gefällsverhältnisse;

2. die Bodenkultur, Ausdehnung der Wälder, das Vorkommen von Sümpfen und Teichanlagen;

3. die geognostische Beschaffenheit in Bezug auf die Durchlässigkeit, bezw. Aufnahmsfähigkeit des Bodens;

4. die Jahreszeit, welche hinsichtlich der Verdunstung in Betracht kommt, und

5. den Grad der Sättigung des Bodens durch vorhergegangene Niederschläge und die etwaige Vermehrung der Abflussmenge durch Schneeschmelzwasser. Die ersten drei vorgenannten Faktoren, welche den Zustand des Flussgebietes repräsentiren, sind, wie aus dem Längenprofile deutlich zu ersehen, im Moldaugebiete für den Wasserabslauf im Allgemeinen sehr ungünstig, so dass nach analogen Verhältnissen der Abflusskoëffizient nur mit 0·3 anzunehmen wäre. Da aber im September die Verdunstung kleiner als im Jahresdurchschnitte ist und das Hochwasser im Jahre 1888 nach einem dreitägigen Regen, der den Boden stark gesättigt hatte, eintrat, so muss man den Koëffizienten höher annehmen, und zwar mit 0·4 (genau 0·387), so dass die Abflussmenge $Q = 0 \cdot 387 \times R = 1360\ m^3$ betragen würde, die von dem durch die früher auseinandergesetzten Methoden gewonnenen Resultate nicht wesentlich verschieden ist.

Ich will hiezu nur noch bemerken, dass die Wahl des Abflusskoëffizienten keine willkürliche ist, sondern sich aus dem Studium einer Reihe von Hochwässern, die unter analogen Verhältnissen eingetreten sind, ergeben hat, worüber ich diesmal nähere Mittheilung absichtlich unterlasse, um nicht zu weitläufig zu werden. Um Missverständnissen vorzubeugen, will ich nur bemerken, dass es sich um die Bestimmung der Wassermenge zur Zeit des höchsten Wasserstandes handelt, was strenge geschieden werden muss von der Bestimmung der Abflussmenge überhaupt. Für diese Unterscheidung ist das Moldauhochwasser vom Jahre 1888 ganz charakteristisch, weil das Hochwasser aus dem 165 *km* langen Moldauthale später nach Budweis kam als jenes aus dem nur 78 *km* langen Maltschthale, aus welchem Grunde der Reduktionskoëffizient für ersteres Thal nur auf 0·3 gegenüber von 0·5 für das Maltschthal angesetzt wurde. Für die Ermittlung der Abflussmenge überhaupt und im Ganzen, d. h. vom Beginn bis zum Schlusse des Hochwassers müsste der Reduktionskoëffizient mit 0·5 angenommen werden im Durchschnitt für beide Thäler.

Nachdem die Berechnung der Abflussmenge aus den Profilen bei Frauenberg die verlässlichste ist, so wurde für die weiteren Berechnungen die größte sekundliche Abflussmenge mit 1333 m^3 endgiltig festgestellt.

Anknüpfend daran will ich gleich die zweite Frage erörtern, ob der Wasserstand vom September 1888 als der denkbar höchste gelten kann oder ob noch größere Wasserstände eintreten können.

Von den bisher im Laufe von Jahrhunderten bekannt gewordenen Wasserständen in Budweis war derjenige vom Jahre 1888 der höchste. Dieser Umstand kann aber nicht als entscheidend angesehen werden, weil es nicht ausgeschlossen erscheint, dass noch intensivere und länger andauernde Regen vorkommen können, durch welche im Ablaufe eine Kulmination eintritt, d. h. dass die Regenmengen aus den entferntesten Seitenthälern gleichzeitig sich mit jenen der nächstgelegenen Thäler an der Bildung des höchsten Wasserstandes betheiligen.

Entsprechend der Länge und den Gefällsverhältnissen des Moldauthales muss ein exzessiver Regen mindestens 12 Stunden dauern, wenn eine solche Kulmination eintreten soll. Nehmen wir diese Dauer an und außerdem, dass das Maximum der Tagesregenhöhe nicht 95 *mm* wie am 2. September 1888, sondern 150 *mm* betrage, und denken wir uns den Regen analog vertheilt wie an ebengenanntem Tage, so würde unter diesen extremen Verhältnissen eine Regenmenge von $R_{max} = 4127\ m^3$ pro Sekunde sich einstellen können, von der zu Folge des Umstandes, dass das ganze Gebiet sich gleichzeitig an der Bildung des höchsten Wasserstandes betheiligt, 45 % zum Abflusse gelangen können, wenn die Jahreszeit günstig und in Folge andauernden Regens der Boden gesättigt wäre. Die sekundliche Abflussmenge zur Zeit des höchsten Wasserstandes wäre dann $Q_{max} = 1860\ m^3$. Es ist zwar nicht wahrscheinlich, dass alle Bedingungen für das Entstehen eines derartigen Hochwassers je zusammentreffen werden, doch ist es nach den Erfahrungen unter ähnlichen Verhältnissen immerhin denkbar, so dass damit als der äußersten Grenze zu rechnen wäre.

Regenvertheilung für das denkbar höchste Hochwasser.

Flächen gleicher Intensität	Tages-Regenhöhe h *mm*	70% der Tagesregenhöhe auf 12 h aufgetheilt = Stunden-intensität	Regenmenge = R		Abflussmenge = 0·45 R	
			pro 1 □ *km* m^3	im Ganzen m^3	per □ *km* m^3	im Ganzen m^3
450	50	2·9	0·805	362	—	—
65	60	3·5	0·972	63	—	—
380	70	4·0	1·111	421	—	—
76	80	4·6	1·277	97	—	—
369	90	5·2	1·444	531	—	—
754	100	5·8	1·611	1214	—	—
562	110	6·4	1·777	997	—	—
25	120	7·0	1·944	48	—	—
88	130	7·6	2·111	185	—	—
59	140	8·1	2·250	132	—	—
32	150	8·7	2·414	77	—	—
2860	—	—	—	4127	0·65	1860

Bezüglich der 3. Frage:

Ueber den Einfluss des Bahnbestandes auf die Hochwasserschäden der Anrainer suchte man auf folgende Weise zu einer bestimmten Beantwortung zu gelangen. Als in erster Reihe geschädigt und durch die Katastrophe am schwersten getroffen, muß der nächste Anreiner, d. i. der Besitzer des unmittelbar oberhalb des Bahndammes situirten Veithofes (siehe Tafel XXXIII) bezeichnet werden, welchem der gesammte Viehstand zu Grunde ging und in der Scheuer das Getreide und Viehfutter auf die Höhe des Wasserstandes von 2·36 *m* durchnässt und verdorben wurde.

Wie aus dem Situationsplan ersichtlich, ist der Veithof und sein ganzer Grundkomplex ringsum gegen Hochwasser durch einen Erddamm geschützt. Da die Krone des Dammes am 3. September 1888 um 0·56 überfluthet wurde, so war zu untersuchen, ob diese Ueberfluthung durch den Bestand des Bahnkörpers verursacht wurde, oder ob selbe auch dann eingetreten wäre, wenn der Bahndamm gar nicht vorhanden gewesen wäre.



Mit Rücksicht darauf, dass das Wasser durch die Bahndurchlässe mit wesentlich erhöhter Geschwindigkeit fließt, müßte der Wasserstand im Bahnprofile, wenn der Bahnkörper nicht vorhanden wäre, höher sein als der Spiegel des Unterwassers am 3. September 1888 faktisch war. Nehmen wir aber der Einfachheit halber die Cote des Unterwassers 388·560 als Hochwasserstand im betreffenden Profile an, so sehen wir, das selbst diese Cote um 0·16 bis 0·05 *m* höher ist als die Krone des Veithöfer Schutzdammes, so dass dieser Damm unbedingt auch dann überfluthet worden wäre, wenn der Eisenbahndamm nicht bestanden hätte.

Richtige Daten der Hochwasserstände für den Fall des Nichtvorhandenseins des Bahndammes lassen sich am besten aus der Staukurve ableiten, für welchen wir die Rühlmann'sche Gleichung benützen wollen.

Es ist:

$$\frac{x}{R} J = f\left(\frac{h}{R}\right) - f\left(\frac{y}{R}\right)$$



R = Mittlere Wassertiefe,
J = Gefälle des ungestauten Wassers,
h = Stauhöhe am Bahnkörper,
x = Stauweite und
y = Stauhöhe eines beliebigen Punktes.

Die Funktionen von $\frac{h}{R}$ und $\frac{y}{R}$ werden aus der Rühlmann'schen Tafel entnommen.

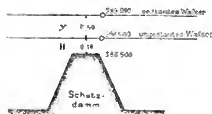
$h = 0·49\ m$
$R = 1·45\ m$ wie im Profil I
$J = 0·0008$ nach dem Längenprofile.

Für die Berechnung der Werthe von x wird y mit 0·4 *m*, 0·3 *m*, 0·2 *m* und 0·05 *m* angenommen.

Für:
$y_1 = 0·4$ ist $x_1 = 1925\ (1·375 - 1·265) = 211·0\ m$
$y_2 = 0·3$ „ $x_2 = 1925\ (1·375 - 1·124) = 483$
$y_3 = 0·2$ „ $x_3 = 1925\ (1·375 - 0·927) = 862$
$y_4 = 0·05$ „ $x_4 = 1925\ (1·375 - 0·414) = 1849·0$

Für $y = 0$ wird $f\left(\frac{y}{R}\right) = 0$ angesetzt und ist dann die äußerste Stauweite = 2646·0 *m*.

Da der Veithöfer Ringdamm an seiner höchsten Stelle 210·00 *m* von dem Bahndamme entfernt ist, so können die Werte x_1 und y_1 als annähernd richtig gelten und ist sonach von der Cote 389·08 des gestauten Wassers y_1 zu subtrahiren, um die ungestaute Hochwasserhöhe zu erhalten.



Die Ueberfluthungshöhe ist sodann 0·18 *m*. Für die Einfahrt in den Wirthschaftshof mit der Cote 388·285 ergibt sich aus der Staukurvengleichung $y = 0·45$ und wäre mit Rücksicht auf die Cote des gestauten Wassers = 389·060 diese Stelle um 0·325 *m* überronnen gewesen, wenn am 3. September 1888 der Bahndamm nicht vorhanden gewesen wäre.

Ein weiterer Nachweis, dass die Schutzdämme am 3. September überfluthet werden mussten, kann auf folgende Weise geführt werden.

Wir berechnen jenes Wasserquantum, welches die inundirten Flussprofile bei einem Wasserstande, der eben noch die Schutzdammkrone erreicht, abzuführen im Stande ist.

Als Messungsprofil nehmen wir ein gebrochenes Profil *M N O* (Tafel XXXIII, Fig. 1 und 4) an, das durch den Veithof geht und senkrecht den Inundationsarm schneidet, dieses hat unter obiger Voraussetzung in dem Theile *A*, der den eigentlichen Flusslauf bildet, folgende Verhältnisse:

$F_1 = 236·0\ m^2$
$p_1 = 85·0$
$R_1 = 3·77$
$J_1 = 0·0009$

daraus ergibt sich:

$Q_1 = v_1\ F_1$ und v_1 die Geschwindigkeit nach Ganguillet und Kutter berechnet:

$$v_1 = C_1 \sqrt{R_1 \; J_1} = 45{\cdot}0 \times 0{\cdot}0499 = 2{\cdot}24 \, m$$
$$Q_1 = 2{\cdot}24 \times 236 = 528{\cdot}6 \, m^3$$

In dem Theile B, welcher als separater Inundationsarm für sich behandelt werden muss, ist:

$$F_2 = 443{\cdot}0 \; m$$
$$p_2 = 500{\cdot}0$$
$$R_2 = 0{\cdot}88$$
$$J_2 = 0{\cdot}0015$$
$$Q_2 = v_2 \; F_2 \text{ und } v_2 = 32 \times 0{\cdot}036 = 1{\cdot}15 \; m$$
$$Q_2 = 443 \times 1{\cdot}15 = 509{\cdot}4.$$

Die Gesammtabflussmenge

$$Q = Q_1 + Q_2 = 528{\cdot}6 + 509{\cdot}4 = 1038{\cdot}0 \, m^3.$$

Nachdem aber am 3. September 1888 1333 m^3 abzuführen waren, so geht daraus hervor, dass die Schutzdämme auch dann überfluthet werden mussten, wenn der Bahnkörper nicht vorhanden gewesen wäre.

Wenn man nach vorstehender Darlegung zugeben muß, dass der Veithof in Folge des Staues durch den Eisenbahndamm um 40 *cm* höher inundirt war, so ist doch gleichzeitig auch nachgewiesen, dass der Bahnbestand die Schäden nicht verursacht hat, weil die Inundirung des Hofes und der Gebände auch dann eingetreten wäre, wenn der Bahndamm nicht vorhanden gewesen wäre, so zwar, dass in den Scheuern und Stallungen das Wasser nahezu 2·0 *m* hoch über dem Boden gestanden wäre. Wird das der Ueberfluthung ausgesetzte Hab und Gut nicht rechtzeitig geborgen, so ist es bei einem solchen Wasserstande verloren und ändert daran eine Vergrößerung der Wassertiefe nichts. Auch darf nicht unbeachtet bleiben, dass die in Folge des Staues ermäßigte Geschwindigkeit des Wassers für den Bestand der Objekte und der Grundstücke Vortheile bringt, die die Nachtheile der größeren Wassertiefe vollkommen aufwiegen.

Die Stadt Budweis, deren Prager Vorstadt dem Bahndamme am nächsten liegt, kommt hinsichtlich der Anrainerinteressen nicht in Betracht, weil die nächsten Theile der Vorstadt am 3. September 1888 nur am Rande des Staurayons lagen und in Folge des Staues nur um rund 5 *cm* höher inundirt waren. Nach Herstellung der projektirten Rekonstruktion des Bahnkörpers wird auch dieser geringe Stau ganz verschwinden.

An den sonstigen Grundstücken und Anrainerobjekten ist bei dem Hochwasser vom 3. September 1888 ein Schaden nicht entstanden.

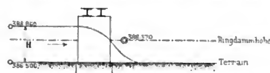
Die 4. Frage, betreffend

die Ursache des Dammbruches und des Brückeneinsturzes

wurde in nachstehender Weise beantwortet:

Dass ein Ueberdruck von 0·49 *m* nicht das Durchreißen eines 4·0 *m* hohen gepflasterten und gut erhaltenen Bahndammes verursachen kann, bedarf wohl nicht erst eines Beweises und müssen andere Faktoren eingewirkt haben, die die Zerstörung verursachten, umsomehr, als weder bei der großen Moldaubrücke noch bei dem Inundationsobjekte eine Beschädigung der Ufer oder der Sohle eingetreten war.

Nachdem der 10·0 *m* weite Durchlass in *km* 216$^4/_5$ innerhalb des Veithöfer Ringdammes liegt, so mußte das Wasser, nachdem es den Ringdamm oberhalb der Bahn



überfluthet und den durch den Ringdamm und den Bahndamm gebildeten Kessel ausgefüllt hatte, durch das Objekt insolange in dem freien Raum ausströmen, als der Ringdamm unterhalb nicht ebenfalls überfluthet war, was längere Zeit andauerte, weil der Wasserspiegel oberhalb der Bahn in Folge des Staues höher stand, als unterhalb der Bahn. Dieser Ausfluss in den freien Raum erfolgte noch bei einem Wasserstande von 388·860 *m*, was einer Druckhöhe von 2·36 *m* entspricht, und erst bei dem weiteren Steigen des Wassers und demzufolge eingetretener Ueberfluthung des Schutzdammes unterhalb der Bahn wäre das Wasser wie in der Moldaubrücke unter dem Ueberdruck der bloßen Stauhöhe ausgeflossen.

Der Druckhöhe von 2·36 *m* Höhe entspricht aber eine Geschwindigkeit an der Sohle von

$$v = \sqrt{2 \, g \, h} = \sqrt{2 \times 9{\cdot}81 \times 2{\cdot}36} = 6{\cdot}8 \; m.$$

Rechnet man hiezu die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser zum Objekte kam, mit 0·55 *m*, so mußte das Wasser in der Sohle des in Rede stehenden Durchlasses mit 7·35 *m* per Sekunde geflossen sein. Durch diese enorme Geschwindigkeit, beziehungsweise durch die dadurch in's Ungeheure gesteigerte lebendige Kraft des Wassers erklärt sich das Aufwühlen der Sohle, das Unterwaschen der Fundamente, der Einsturz der Widerlager, die Fortbewegung der 10.000 *kg* schweren Eisenkonstruktion auf nahezu 100 *m*, das Abspülen des Dammes und die Entstehung einer 4 *m* tiefen Auskolkung von selbst. Es ist demnach nur die Situirung des Durchlasses innerhalb des Ringdammgebietes an der Zerstörung schuld.

Die theilweise Zerstörung des 5 *m* weiten Objektes in *km* 215$^6/_7$ ist wohl hauptsächlich dem Umstande zuzuschreiben, dass der Stromstrich des Hochwassers schief gegen die Objektsachse gerichtet war und mitgeführte Baumstämme einen Stoß gegen das rechtsseitige Widerlager aus-

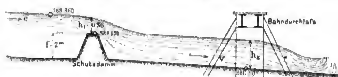


übten. Dass nur der untere Theil des rechtsseitigen Widerlagers demolirt wurde und zahlreiche Baumstämme nach dem Hochwasser in der Nähe gefunden wurden, dürfte diese Ansicht bestätigen.

Die im Vorstehenden erörterten Umstände lassen es als selbstverständlich erscheinen, dass insolange als der Veithofer Schutzdamm besteht, in der Bahndammstrecke,

die innerhalb des Schutzdammes liegt, kein Objekt eingebaut werden darf, durch welches das Wasser bei Ueberschwemmung des oberen Ringdammes durchfluthen kann.

Im Jahre 1876 (Februar) ist das dort eingebaut gewesene 5 *m* weite Objekt sammt einem langen Dammtheile dem Hochwasser zum Opfer gefallen; im Jahre 1888 wurde ein 10 *m* weites Objekt an derselben Stelle sammt einer 45 *m* langen Dammstrecke zerstört; beim nächsten Hochwasser, das den Schutzdamm übersteigt, müßte ebenso jedes neue Objekt — außer man gibt demselben solche Dimensionen, dass die über den Schutzdamm eindringende Wassermenge mit einer zulässigen, beziehungsweise ungefährlichen Sohlengeschwindigkeit durchfließen kann, — zerstört werden.*)



Sieht man von der Geschwindigkeit des Wassers oberhalb des Schutzdammes ab, so ergibt sich die über den 450 *m* langen Schutzdamm fliessende Wassermenge bei dem in Betracht kommenden Wasserstande nach der Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \mu L h \sqrt{2 g h} = \frac{2}{3} \times 0{\cdot}85 \times 450 \times 0{\cdot}36 \sqrt{19{\cdot}62 \times 0{\cdot}36}$$

Dieselbe Wassermenge muß durch das Objekt im Bahndamm fließen, wenn das Anstauen des Wassers bis zur Höhe des Oberwassers (Cote 388·860) vermieden werden soll.

Es ergiebt sich die Beziehung:

$$h_x = h_1 \sqrt[3]{\frac{L^2}{B^2}}$$

wenn L die Länge des Schutzdammes, B die lichte Weite des Objektes, h_1 die Ueberfluthung des Schutzdammes und h_x die Wasserhöhe im Bahndurchlasse bedeuten.

Für verschiedene Werthe von B ergeben sich die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Werthe für die Druckhöhe und für die Sohlengeschwindigkeit im Bahndurchlasse.

B m	h_x m	v m	$v+c$ m	Anmerkung
10	4·56 (2·36)	(6·8)	(7·35)	Das Wasser kann nicht bewältigt werden und es staut sich der Spiegel auf die Cote 388·860 = der Druckhöhe 2·36 m
20	2·87 (2·36)	(6·8)	(7·35)	
40	1·80	5·95	6·5	—
60	1·35	5·15	5·65	—

Daraus ist zu ersehen, dass unter den gegebenen Verhältnissen selbst eine große Lichtweite den Ruin des Bahnkörpers nicht verhüten würde, und dass sonach die Herstellung eines Durchlasses in der mehrgenannten Bahndammstrecke unzulässig erscheint.

Als Inundationsöffnung hat ein Objekt an der fraglichen Stelle nur geringen Werth, weil es erst dann wirkt, wenn die Schutzdämme überfluthet werden; nur als Kommunikationsmittel — als Durchfahrt — mit höchstens 4 *m* Weite hätte dasselbe eine Berechtigung.

Wenn man aber in die Zwangslage versetzt wäre, eine solche Durchfahrt herzustellen, dann wäre man auch genöthigt, zum Schutze dieses Objektes und des Bahnkörpers überhaupt besondere Vorkehrungen zu treffen. Sieht man hiebei von der Erhöhung des Veithöfer Schutzdammes aus dem Grunde ab, weil selbe keine absolute Sicherheit bietet und dem Widerspruche vieler Interessenten begegnen würde, so bleibt nur die Einrichtung eines Abschlusses der Durchfahrt bei Hochwasser übrig. Ein solcher Abschluss ist unstreitig ausführbar, aber bedenklich würde derselbe immer bleiben, weil keine Gewähr für die rechtzeitige Handhabung geboten werden kann, und das Oeffnen der Durchfahrt selbst bei der besten Konstruktion der Absperrvorrichtung immer mit Gefahr verbunden wäre und die Entwässerung ohne Schädigung des Anrainerbesitzes und des Bahnkörpers nicht bewerkstelligt werden könnte.

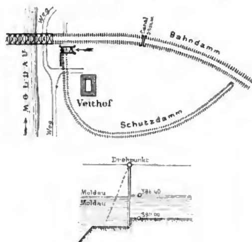
Unbedingt nöthig ist aber die Herstellung der in Rede stehenden Durchfahrt nicht, denn man kann zwischen den Veithöfer Wirthschaftsgebäuden und den unterhalb der Bahn liegenden Grundstücken eine bequeme Verbindung auch auf die Art herstellen, dass man vom äußeren Einfahrtsthore das rechte Ufergelände als Weg benützt, diesen Weg nach einer Tieferlegung der Sohle um 0·6 *m* unter der großen Moldaubrücke hindurchführt, unterhalb mit einer sanften Steigung über den nur 1 *m* hohen Schutzdamm leitet und mit dem bestehenden Feldwege verbindet. Diese Kommunikation bringt dem Veithofe eine wenn auch unbedeutende Erschwernis theils durch den Umweg, theils durch den Umstand, dass der neue Weg bei Hochwässern, die den Uferrand des Flusses übersteigen, nicht benützt werden kann. Der Schaden, der dadurch entsteht, würde jedoch nur unbedeutend sein, weil der Umweg gering und während eines Hochwassers ohnedies keine Fahrten auf die Felder unternommen werden.

Eine Zwangslage zur Ausführung einer Durchfahrt in der mehrerwähnten Bahndammstrecke besteht daher nicht und wäre sonach hievon abzusehen. Nach Verschüttung der heute bestehenden Dammöffnung wäre nur für eine entsprechende Ableitung des gewöhnlichen Niederschlagwassers und des in das eingedämmte Terrain bei Hochfluthen eingedrungenen Wassers Sorge zu tragen. In dieser Hinsicht empfiehlt es sich, das gewöhnliche Niederschlagswasser, das bei der kleinen Niederschlagsfläche von keinem Belange ist, mittelst eines 0·5 *m* weiten Kanals durch den Bahnkörper zu führen, dagegen für die Ableitung der Hochwässer außerhalb des Bahndammes eine Schleuße in den Ringdamm u. zw. dort, wo letzterer an den Bahndamm anschließt, einzubauen.

Die Schleuße würde am zweckmäßigsten in der Weise zu konstruiren sein, dass ein äußerer Ueberdruck (durch Ansteigen des Hochwassers außerhalb des Schutzdammes)

*) Bei dem im September 1890 neuerlich eingetretenen Hochwasser wurde die an dieser Stelle erbaute provisorische Durchfahrt Taf. XXXIV, Fig. 4 und 5 sammt den anschließenden Dammfragmenten ebenfalls demolirt.

die in einer horizontal gelagerten Achse bewegliche Schütze schließt und ein innerer Ueberdruck selbe öffnet, so dass das durch Ueberfluthung des Schutzdammes in das einge-



dämmte Terrain eingedrungene Wasser gleichmäßig mit dem Fallen des Hochwassers abfließt, wogegen ein Eindringen des Wassers durch die Schützen verhindert wird.

Es erübrigt nur noch die Beantwortung der Frage:

Ueber die Rekonstruktion der Thalübersetzung zum Zwecke der vollen Sicherung gegen Hochwassergefahr.

Benützt man die Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} \left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu f \sqrt{2g(h + k)}$$

zur Berechnung der durch dic Bahndurchlässe bei verschiedenen Stauhöhen und verschiedenen Lichtweiten abgehenden Wassermengen, so ergehen sich die in der nachstehenden Tabelle enthaltonen Resultate.

Bestand	Gesammtlichte der Durchlässe = B	Fläche (f) der Gesammtdurchflussprofile im Unterwasser	Wassermenge Q per Sekunde	Stauhöhe h	Mittlere Wassergeschwindigkeit
	m	m^2	m^3	m	m
Vor dem Hochwasser am 3. September 1888	139·1	365·0	1333	0·76	3·82
Nach erfolgtem Dammdurchbruch, zur Zeit des höchsten Wasserstandes	177·1	430·4	1333	0·49	3·14
Projectirte Erweiterung der Durchlässe	229·1	570·5	1333	0·29	2·45
Denkbar höchstes Hochwasser	229·1	570·5	1860	0·50	3·17

Wie bereits bemerkt, war zur Zeit des höchsten Wasserstandes, der nachgewiesenermaßen erst nach dem Dammdurchbruche und zwar zu einer Zeit, wo die Lücke etwa 45·0 m weit war, eingetreten ist, die Stauhöhe 0·49 m. Wäre der Dammdurchbruch nicht erfolgt, so hätte die Stauhöhe folgerichtig höher sein müssen, was auch die Rechnung bestätigte, indem die Durchleitung von 1333 m^3 Wasser durch die früher bestandenen 139 m weiten Oeffnungen nur bei einer Stauhöhe von 76 cm und eine für den Bestand der Ufer und der Sohlen nicht ungefährliche Geschwindigkeit von 3·82 m möglich gewesen wäre. Bei einer Geschwindigkeit von 3·14 m, entsprechend der am 3. September wirklich eingetretenen Stauhöhe von 0·49 m, zeigten sich die Sohlen der großen Objekte (Moldaubrücke und Inundationsbrücke) gar nirgends angegriffen, was zu dem Schlusse berechtigt, dass die Bodenfestigkeit die Wassergeschwindigkeit von 3·14 m noch zulässt. Obzwar nach dieser Erwägung höchstens eine Vermehrung der Durchlässe um rund 40 m nothwendig gewesen wäre, hat man sich mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Eintrittes eines noch größeren Hochwassers dennoch zu einer wesentlich größeren Erweiterung entschlossen, und zwar durch den Einbau einer neuen Brücke mit 60 m Stützweite am linken Ufer im Anschluss an die große Moldaubrücke und durch Anbau eines zweiten Feldes an die Inundationsbrücke mit 40 m Weite.

Durch diese bedeutende Vergrößerung der Lichtweiten ist man im Stande, die Stauhöhe auf 29 cm und die Geschwindigkeit auf 2·45 m herabzudrücken, und kann man auch das denkbar größte Hochwasser mit 1860 m^3 per Sekunde unschädlich abführen.

Die angeführte Erweiterung des Durchflussprofiles wird unter allen Umständen den sicheren Bestand des Bahnkörpers gewährleisten; sie wird aber auch die Anrainerinteressen befriedigen, weil das größere Durchflussprofil zur Folge haben wird, dass alle Hochwässer unter 1000 m^3 Zufluss per Sekunde **ohne merklichen Stau** abgeführt werden und dass bei außerordentlichen Hochwässern, die die Schutzdämme des Veithofes ohnehin überfluthen, nur eine unbedeutende Vergrößerung der Wassertiefe durch den geringen Stau entstehen wird.

Aus der Rühlmann'schen Gleichung für die Staukurve

$$x = \frac{R}{J}\left[f\left(\frac{h}{R}\right) - f\left(\frac{y}{R}\right)\right]$$

ergibt sich auch, dass für das höchste bisher bekannte Hochwasser vom 3. September 1888 mit 1333 m^3 Zufluss per Sekunde und eine größte Stauhöhe von 0·29 m, wie sie der projektirten Vergrößerung der Durchlässe entspricht, die Entfernung des Punktes mit der minimalen Stauhöhe von 5 cm 1340 m beträgt, wonach die Stadt Budweis gänzlich außerhalb des Staurayons liegen bleiben würde, und von einer Schädigung derselben durch den Bahnbestand wohl keine Rede sein kann.

Aus der genannten Gleichung ergibt sich ferner, dass der Veithofer Schutzdamm oberhalb der Bahn, für welchen $y = 210\,m$ beträgt, nur unter einer Stauhöhe $x = 22\,m$ stehen würde, wenn wieder ein Hochwasser gleich dem vom 3. September 1888 einträte.

Bei Hochwässern von 1200 m^3 und 1100 m^3 sekundlichen Zuflüssen, welche ebenfalls schon sehr selten eintreten, würde sich die Vergrößerung der Wassertiefe im Veithofe, welche der Stauhöhe gleich ist, auf rund 0·15 m, beziehungs-

weise 0·08 *m* reduciren, und so der Einfluss des Bahndammes ein verschwindend kleiner sein.

Was die Situirung der neuen Durchlässe anbelangt, wird vorerst bemerkt, dass an Stelle des beschädigten Objektes *km* $215^{6}/_{7}$ ein 10 *m* weites Objekt unter Benützung der bei *km* $216^{4}/_{5}$ rückgewonnenen Eisenkonstruktion herzustellen wäre, damit der zugehörige Hochwasserarm genügend Durchflussraum erhält und das Passiren von Baumstämmen und des Eises in unschädlicher Weise erfolgen kann.

Die eigentliche und wirksamste Erweiterung des Durchflussprofiles soll jedoch, wie bereits bemerkt, durch die Herstellung einer neuen Inundationsbrücke mit 60 *m* Stützweite und 57 *m* Lichtweite am linken Flussufer anschließend an die große Moldaubrücke und durch die Vergrößerung der Inundationsbrücke *km* $216^{1}/_{2}$ um eine 2. Oeffnung von 40 *m* Lichtweite erzielt werden.

Wie sich demgemäß die Durchlässe im Bahndamm ergeben, zeigt folgende Zusammenstellung:

Lage des Objektes in *km*	Lichtweite in *m*	Durchfluss-profil im Unterwasser m^2	Anmerkung
216·854	0·47	0·05	—
216·675	(1·89)	—	demolirt
216·655	57·00	129·3	neu herzustellen
216·583	78·85	262·7	Flussprofil erweitert
216·455	(0·50)	—	abzusperren
216·161	40·60	77·55	—
216·120	40·00	76·50	—
215·633	9·90	23·00	neu, beziehungsweise erweitert
215·402	0·47	0·24	—
215·390	0·47	0·24	—
215·328	0·55	0·29	—
215·256	0·82	0·62	—
Zusammen	229·01	570·50	—

Außer der Vergrößerung der Durchflussöffnungen wird auch eine Hebung der Nivellete in der Strecke *km* $215^{2}/_{3}$ projektirt. Diese Hebung ist erforderlich, weil der Bahnkörper in *km* $215^{3}/_{5}$ bei dem Hochwasser am 3. September 1888 überfluthet war und der Wasserspiegel über die Unterkante der Eisenkonstruktion des Durchlasses *km* $215^{6}/_{7}$ Fig. 2, Taf. XXXIII gereicht hat. Wie aus dem Längenprofile ersichtlich ist, kann diese bei dem genannten Objekte rund 0·5 *m* und an der tiefsten Stelle des Bahnkörpers 0·25 *m* betragende Hebung der Nivellette anstandslos und ohne nennenswerte Verschlechterung der anschließenden Steigungsverhältnisse ausgeführt werden.

Die Ausführung der erwähnten Inundationsbrücken anbelangend, wird unter Hinweis auf die Planskizzen Taf. XXXIV bemerkt, dass das bestehende linksuferige Widerlager der Moldaubrücke durch beiderseitige pilotirte Quaderanbauten, die mit dem alten Bestande gehörig zu verbinden wären, zu einem Mittelpfeiler rekonstruirt werden soll. Für diese Arbeit kann das noch in der Dammanschüttung befindliche Widerlager der ursprünglichen Holzbrücke über die Moldau als Stützpunkt dienen. In ähnlicher Weise ist auch die Erweiterung der Inundationsbrücke geplant.

Betreffend die Rekonstruktion des Durchlasses *km* 215·633 wurde bereits angeführt, dass hiefür die Eisenkonstruktion von dem durch das Hochwasser zerstörten Objekte *km* 216·439 Verwendung finden wird. Da das eine unbeschädigte Widerlager benützt und nur durch eine neue Auflagerschichte erhöht werden soll, so muß die Eisenkonstruktion der Widerlagerbreite angemessen durch Verkürzung der Querträger abgeändert und mit Geländerträgern versehen werden.

Das zu erbauende neue Widerlager soll entsprechend tief auf einem Pilotenrost fundirt werden, ebenso wie die Fundamente der neuen großen Inundationsbrücken.

Um die Pilotirung während des Bahnbetriebes möglichst zu erleichtern, werden alle neuen Objektsflügel senkrecht angeordnet.

Unter den diversen Nebenarbeiten nehmen die Pflasterungen die erste Stelle ein. Die Dammböschungen im Bereiche des Hochwassers, beziehungsweise 1·0 *m* über dem höchsten Wasserstande, sowie auch die nächsten Flussuferstrecken sollen gegen den Angriff des Wassers durch solide Pflasterung aus gehörig großen Steinen gesichert werden.

Schlusswort.

Die vorstehenden Erörterungen sollen an einem aus der Praxis gegriffenen Beispiele zeigen, wie man sich über die Ursachen der Hochwasserschäden und über die Herstellungen zum Zwecke der Verhütung solcher Schäden Klarheit verschaffen kann. Ich glaube, dass der Hydrotechniker darin manches Wertvolle für analoge Fälle finden wird, in welcher Beziehung ich speciell auf die Bemessung der Wassergeschwindigkeiten hinsichtlich der Sicherheit der Sohlen und Ufer gegen den Angriff des Wassers aufmerksam machen möchte.

Es hat sich nämlich ergeben, dass in der Frauenberger Moldaustrecke, wo das Hochwasser eine mittlere Geschwindigkeit von 2·98 *m* hatte, welche annähernd gleich der Sohlengeschwindigkeit im Stromstriche angenommen werden kann, an keiner Stelle die Flussohle, die Ufer oder das angrenzende Land die geringste Beschädigung durch das Wasser erlitten haben.

Es ist daher diese Geschwindigkeit für eine Flusssohle im angeschwemmten Schotter und Sandboden und für Uferland mit Rasendecke ungefährlich.

Bei gleichen Flussverhältnissen ergab sich bei der Passirung des Hochwassers durch die Moldaubrücke in der Thalübersetzung der Eisenbahn bei Budweis, dass selbst eine mittlere Wassergeschwindigkeit von 3·14 *m* noch keine Beschädigung der Sohle und der Ufer verursacht hat, so dass auch diese Geschwindigkeit noch ungefährlich erscheint.

Dem gegenüber stehen die in den Werken über Hydrodynamik angegebenen Werte, welche nicht einmal ein Drittheil der wirklichen Erfahrungswerte betragen.

Nachdem eine verlässliche Angabe der Grenzwerte für ungefährliche Wassergeschwindigkeiten von besonderer Wichtigkeit für den Bautechniker ist, so wäre sehr wünschenswert, für verschiedene Flussverhältnisse richtige Daten, die auf wirklicher Erfahrung beruhen, zu erhalten. Es wird dies eine der dankwerthesten Aufgaben des in Aussicht stehenden hydrographischen Staatsamtes sein.

Wien, im April 1891.

Die Triester Zollanschlussbauten.

Vortrag, gehalten im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein von Civil-Ingenieur **Dr. Ludwig Buzzi.**

(Hiezu Taf. XXXVI—XXXIX.)

Bekanntlich sind bereits vor etlichen Jahrzehnten im Reichsrathe Stimmen laut geworden, welche die Aufhebung des Freihafens von Triest betrafen. Dessenungeachtet begann diese hochwichtige und für die allgemeinen, wirthschaftlichen Verhältnisse Triests tief einschneidende Frage erst zu der Zeit (1883) eine konkrete Form zu nehmen, als die hohe Regierung eine ministerielle Kommission nach Triest mit der Aufgabe entsendete, durch eigene Wahrnehmungen und Studien, durch Anhörung der dabei betheiligten Körperschaften und der Handelskreise, sowie durch Zuziehung von Experten, Grundlagen für das an Stelle des aufzuhebenden Freihafens zu Schaffende zu gewinnen. Jene Kommission trug demnach den Charakter einer Enquête-Kommission.

Kurze Zeit später entsendete das hohe Handels-Ministerium eine besondere Kommission — bestehend aus Herrn Sectionschef Ritter v. Bazant und unseren geehrten Vereinsmitgliedern Herren Ober-Inspektoren Heindl und Setz, denen sich auch zwei Delegirte der Handelskammer anschlossen — nach Genua und Marseille, um die dortigen Einrichtungen und Hafenausrüstungen zu studiren. Unmittelbar darauf ward der bekannte und seither verstorbene Ingenieur Barret von Seite des früheren Handelsministers Baron Pino beauftragt, ein generelles Projekt für die Ausstattung und Ausrüstung des Triester Hafens zu verfassen. Dass die eingehenden Studien und Wahrnehmungen besagter zwei Kommissionen eine Fülle äußerst wertvollen Materials zu Tage förderten, ist selbstverständlich.

Die hochwichtige Frage der Aufhebung des Freihafens nahm noch eine konkretere Gestalt an, als der Herr Handelsminister im Herbste 1885 eine gemischte Kommission nach Triest mit der Aufgabe einberief, einen Generalplan zur definitiven Ausstattung des neuen Hafens mit Lagerhäusern, Hangars (Schuppen), Lade- und Betriebsvorrichtungen, Geleisen u. s. w. zu berathen, beziehungsweise in allgemeinen Zügen festzustellen. Diese Kommission setzte ein engeres Comité von neun Mitgliedern zum Vorstudium, und letzteres ein technisches Subcomité ein, welches auf Grundlage der vom engeren Comité aufzustellenden allgemeinen Grundzüge ein Vorprejekt zu entwerfen und vorzulegen hatte.

Ich erwähne hier noch, dass in der ersten Sitzung der Kommission nicht nur das bereits angedeutete Projekt Barret, sondern auch drei Alternativ-Projekte der k. k. General-Inspektion der österreichischen Eisenbahnen, im Ferneren ein im Auftrage der Börsedeputation ausgearbeitetes Projekt, und schließlich zwei vom Ober-Inspektor a. D. Herrn Bömches aufgestellte Alternativ-Projekte zur Vorlage und Diskussion kamen. Ich gestatte mir sofort beizufügen, dass das Projekt Barret trotz einer Fülle von schätzenswerten Einzelheiten dennoch in nähere Berücksichtigung aus dem Grunde nicht gezogen werden konnte, weil dasselbe das für Triest nicht praktische Entrepôts-System zu Grunde legte, die vorhandenen Flächen nicht gebührend ausnutzte und die bereits im Jahre 1880 errichteten einstöckigen Lagerhäuser, die einen Kostenaufwand von rund 800.000 fl. erforderten, der Demolirung preisgab.

Im Weiteren gestatte ich mir auf den Umstand aufstand aufmerksam zu machen, dass, da einerseits die hohe Regierung die Errichtung eines Freigebiets zugestanden hatte, andererseits die Aufhebung des Freihafens ursprünglich am 1. Jänner 1889 stattfinden sollte, und entsprechende, unmittelbar am Meeresufer und an einer der beiden Eisenbahnen belegene Bauflächen bis zu jenem Zeitpunkte zu schaffen absolut unmöglich war, die gemischte Kommission mit den gegebenen Thatsachen, also mit dem bereits bestehenden neuen Hafen umsomehr rechnen musste, als dieser eine Ufermauer-Entwicklung von 2859 *m* mit einer Minimal-Wassertiefe von 8·5 *m* aufwies und nebstdem dort eine benützbare Gesammt-Landfläche von rund 27 Hektaren zur Verfügung stand.

Mit Zugrundelegung von statistischen Angaben über den Gesammt-Waarenverkehr in den letzten zehn Jahren, und mit Rücksicht auf die unerläßlichen Manipulationsräume in den einzelnen Lagerhäusern, sowie auf die anzuhoffende Steigerung des Verkehres, ergab sich beim Vorstudium die Nothwendigkeit, einen Nutzraum von 210—220.000 m^2 in's Freigebiet zu schaffen. In Erwägung jedoch, dass, in Folge der zugestandenen sogenannten Fiduziar-Magazine, nicht alle zollpflichtigen Waaren im Freigebiete zur Einlagerung kommen dürften, ward für die allernächsten Zeiten, insbesondere zur Zeit der Aufhebung des Freihafens, ein Belegraum von mindestens 140.000 m^2 als Grundlage angenommen. Hieraus und im weiteren Verfolge ihrer Studien ergab sich für die Kommission die zwingende Nothwendigkeit, auf folgende Vorkehrungen Bedacht zu nehmen:

1. Vermehrung der Anlegeplätze für Schiffe und im Zusammenhange damit die Erweiterung der Gesammtanlage durch Verbauung der hiebei zu gewinnenden Landflächen, und als konsequente Folge davon
2. Herstellung eines neuen Hafenbassins;
3. Auflassung des zu jener Zeit am neuen Hafen bestandenen Petroleum-Bassins und Errichtung eines neuen an geeigneter Stelle;
4. Errichtung eines besonderen Holzhafens mit entsprechenden Lagerplätzen;
5. Vermehrung der Manipulations-Geleise am neuen Hafen, insbesondere die Anlage eines Rangirbahnhofes.

Nach Aufstellung dieser allgemeinen Direktiven ward das technische Subkomité beauftragt, einen generellen Dispositionsplan zu entwerfen und hierauf der Kommission zur Beschlussfassung vorzulegen.

Ich will hier nicht alle die sehr interessanten Erörterungen und Berathungen des Subkomités anführen, sondern beschränke mich, dem historischen Gange etwas vorgreifend, darauf, zwei wichtige Beschlüsse desselben schon an dieser Stelle mitzutheilen, und zwar:

1. Die specifische Bodenbelastung soll durch den Aufbau der Lagerhäuser nicht mehr als 1 *kg* für den *cm*² betragen.

2. Die Uferbreite, d. i. die Entfernung von der Uferkante bis zum meerseitigen Verlade-Bahnsteig der Schuppen wird mit 11 *m* festgestellt, eine Breite also, die zur rascheren und leichteren Abwicklung des Verkehrs längs der Ufer, namentlich mit gewöhnlichen Fuhrwerken, wesentlich beitragen wird.

Nach einmonatlicher, unausgesetzter Arbeit legte das Subkomité der Kommission das Ergebnis seiner Studien vor, welches mit Ausnahme des Petroleum-Hafens auf Taf. XXXVI, Fig. 1, ersichtlich ist und darin gipfelte:

1. Errichtung eines vierten Bassins im Anschlusse an Bassin III durch parallele Vorschiebung um 125 *m* der sogenannten Riva Panfilli und Bau eines neuen, 100 *m* breiten, bassinseits 165 *m* und stadtseits 340 *m* langen Molos; durch diese Errichtung wird auch eine zu verbauende Landfläche von rund 40.000 *m*² gewonnen.

2. Errichtung eines besonderen Holzhafens südlich vom Leuchtthurme, mit 1068 *m* langen, für große Schiffe anlegbare Ufermauern und 130.000 *m*² Lagerplätzen.

3. Verlegung des Petroleum-Hafens nach St Sabba, am äussersten Ende der Bucht von Muggia.

4. Errichtung eines Rangirbahnhofes entlang der Miramar-Straße bis zur Ortschaft Barcola.

5. Herstellung eines eigenen Bassins für Zwecke des Hafenkapitanates sammt Errichtung eines Gebäudes zur Unterbringung der betreffenden Aemter.

6. Errichtung des Freigebietes am neuen Hafen längs dem Südbahnhofe in der Richtung gegen den Kanal Grande, also gegen die Stadt.

Alle diese Vorschläge wurden von der Kommission einhellig angenommen; zur Ergänzung füge ich noch bei, dass durch Errichtung des Bassins IV allerdings acht Anlegeplätze für große Dampfer gewonnen werden, gestatte mir aber hervorzuheben, dass trotzdem Triest bezüglich Ufermauer-Entwicklung anderen bedeutenden Seehäfen des Kontinentes, namentlich unserem mächtigen Nebenbuhler im Süden, Genua, gegenüber im beträchtlichem Maße nachsteht, wie aus der vergleichenden Tabelle A zu ersehen ist.

Die Gestaltung des neuen Bassins IV gab im technischen Subkomité zu langen Diskussionen und Berathungen Anlass. Augenscheinlich wäre durch jene Gestaltung des Bassin IV gewissermaßen eine Einzwängung im gesammten neuen Hafen hervorgerufen worden; die Verbindung des Staatsbahnhofes mit dem neuen Hafen und dem Südbahnhofe konnte, wie ersichtlich, nur mit sehr scharfen Krümmungen bewirkt werden; die Führung der Straßenzüge wäre eine gezwungene; der Bahn- und Lagerhausverkehr ein umständlicher und zeitraubender; die Uebersicht und Ueberwachung erschwert. Aus all' diesen Gründen sprachen sich unsere Kollegen, namentlich die Eisenbahn-Techniker, gegen die in Rede stehende Gestaltung des Bassins aus, auch mit Rücksicht darauf, dass der Steinwurf zum Unterbau des Bassins an der ursprünglich projektirten Stelle bereits vor 17 Jahren versenkt worden war, demnach seine natürliche Setzung bereits durchgemacht. Leider hielten die maritimen Sachverständigen an jener Gestaltung fest und wurde selbe aus Gründen, die hieher nicht gehören, schließlich angenommen.

Tabelle A
der Ufermauer-Entwickelung in den bedeutendsten Seehäfen des europäischen Kontinentes.

	Meter
Amsterdam ... davon 3500 *m* längs dem Y-Hafen.	6.100
Antwerpen ... plus 2950 *m* in Bau.	11.100
Barcellona ...	6.280
Bordeaux ... plus 1600 *m* Ufermauern und 4700 *m* für Anlegeplätze in Bau.	2.713
Bremen ... (Bremen 4000, Bremerhafen 4450 und Geestemünde 2054 *m*).	10.504
Fiume ... plus 1110 *m* in Bau.	2.242
Genua ... plus 1630 *m* für einfache Vertauung der Schiffe, ferner 1084 *m* in Bau.	8.497
Hamburg ...	11.606
Havre ...	12.500
Lissabon (in Bau) ...	10.463
Marseille ... weitere 2144 *m* theils in Bau, theils projektirt.	13.167
Odessa ...	5.440
Rotterdam ...	13.700
St. Nazaire ...	3.800
Triest ... davon 726 *m* in Bau für Bassin IV.	5.300

Glücklicherweise haben die k. k. General-Inspektion der österreichischen Eisenbahnen und die k. k. General-Direktion der Staatsbahnen diese hochwichtige Frage nicht aus dem Auge verloren, und ist dieselbe auf Anregung jener zwei Behörden später, und zwar vor deren Verwirklichung, noch einmal zur Sprache gebracht und kommisionell in Berathung gezogen worden. Nach eingehenden Debatten und Würdigung aller Verhältnisse haben die Nautiker ihren ursprünglichen Standpunkt, wenn auch mit gewissem Widerwillen, aufgegeben, dabei aber einen besonderen Schutzbau gegen den Südwestwind anempfohlen. So entstand die zweite Gestaltung des Bassins IV, die auf Taf. XXXVI, Fig. 2 dargestellt und nun in voller Ausführung begriffen ist.

Augenscheinlich bildet dieselbe ein harmonisches Anpassen zu der Gesammtanlage, beseitigt alle oberwähnten Uebelstände und bietet nebstdem noch zwei weitere Vortheile:

1. Die dadurch gewonnene Landfläche wird um rund 14.000 *m*² größer.

2. Die Baukosten des Bassins IV werden verbilligt.

Die oben ad 1—4 angeführten Einrichtungen umfassen die nothwendig gewordenen Hafenerweiterungen. Die Kürze der Zeit verbietet mir, ausführlich hierüber zu sprechen, auch möchte ich den dabei betheiligten Staats-Bauorganen heute nicht vorgreifen.

Das modifizirte Generalprojekt wurde in seiner Gesammtanordnung, bis auf den beantragten Holzhafen und das Bassin für das Hafenkapitanat, vom hohen Handels-Ministerium genehmigt. Aus Gründen, die hieher nicht gehören, sind nämlich der Holzhafen und das erwähnte Bassin vorläufig aufgegeben und statt des ersteren ein Holzlagerplatz von rund 80.000 m^2 genehmigt worden, dessen Anlage jedoch so projektirt ist, dass der Bau eines eigentlichen Holzhafens wann immer und ohne Anstand verwirklicht werden kann; während die Herstellung des zweiten einer späteren Zeit vorbehalten bleibt.

Nachdem die beiden städtischen Körperschaften, Gemeinderath und Handelskammer, ihre Neigung ausgesprochen hatten, im Interesse des allgemeinen Verkehres den Bau und Betrieb der zu errichtenden Lagerhäuser und sonstigen damit in Verbindung stehenden Anlagen zu übernehmen, wurden Anfangs 1887 zwischen den Vertretern des hohen Handels-Ministeriums und der besagten Körperschaften Berathungen über die Konzession gepflogen, die am 28. März desselben Jahres ihren Abschluss fanden und am 17. Juli 1887 zur Konzessionsertheilung auf die Dauer von 90 Jahren führten, kraft deren den beiden Körperschaften der Bau und Betrieb von öffentlichen Lagerhäusern übertragen ward, und zwar bekanntlich ohne irgend eine Staatssubvention und noch weniger mit einer Staatsgarantie. Nach Ablauf der Konzessionsdauer gehen die Lagerhäuser und Hangars (Schuppen) mit allen beweglichem und unbeweglichem Zugehör ohne Entgelt in das schulden- und lastenfreie Eigenthum des Staates über.

Wenige Tage nach erfolgter Konzessionsertheilung ward mir Seitens der Handels- und Gewerbekammer der ehrende Auftrag zu Theil, das generelle Projekt sowie die Detailpläne für das zu schaffende Freigebiet auszuarbeiten, während die Stadtvertretung auf Grund eines mit der Handelskammer getroffenen speziellen Uebereinkommens ein eigenes Organ zur Ueberwachung und Abrechnung der Arbeiten bestellte.

Dies wäre in kurzen Worten ein historischer Abriss über die Entstehung unseres Freigebietes; und nun sei es mir gestattet, die Gesammtanordnung des Freihafengebietes vorzuführen und zu besprochen.

Die generelle Anordnung war in so ziemlich scharf gegebenen Grenzen vorgezeichnet: einerseits der Südbahnhof, die Miramar-Straße im Nordwesten und der Rest des Hafens gegen den Kanal Grande war der Rahmen, in dem ich zu disponiren hatte. Mit Rücksicht auf die zur Errichtung des Freigebietes nothwendigen Hafenerweiterungen gegen Südosten und Nordwesten mussten die Baulichkeiten in drei Gruppen projektirt werden, selbstverständlich jedoch so, dass letztere nach Vollendung der Gesammtanlage sich zu einem harmonischen Ganzen gestalten sollen.

Bei Disponirung der einzelnen Gruppen musste auf die Natur der Waaren Bedacht genommen werden, insbesondere auf die Einlagerung von feuergefährlichen und leicht entzündlichen Waaren, z. B. Spiritus, Kohlen etc. Es ergab sich mithin die Nothwendigkeit, für letztere eine von der Hauptgruppe ziemlich entfernte Lage zu bestimmen, und stellte sich zu diesem Zwecke die nordwestliche Stelle vom Bassin I gegen den Rangirbahnhof als die geeignetste heraus, während die anderen zwei Gruppen, beziehungsweise Stellen, für Lagerräume allen anderen Waaren dienen sollen.

Um den Beschlüssen der mehrerwähnten Kommission bezüglich des Ausmaßes an Belegräumen gerecht zu werden, ist folgende Anordnung der Lagerhäuser getroffen worden, und zwar:

1. Auf die bestehende Landfläche hinter den Bassins I, II und III:

Sieben Hangars (Schuppen) im Lageplane mit den Nrn. 6, 9, 17, 21, 22, 24 und 25;

Sechs Lagerhäuser mit den Nrn. 7, 10, 18, 19, 20 und 26 bezeichnet.

Es sei hier hervorgehoben, dass der Molo III Seitens der k. k. Staatsverwaltung der österreichischen Lloyd-Gesellschaft konzessionsgemäß zugewiesen worden ist, und zwar zur ausschließlichen Benützung, namentlich zur Errichtung von Hangars, in welchen zur See ankommende und abgehende Güter blos vorübergehende Aufnahme zu finden haben und ohne dass eine dauernde Lagerung einträte.

2. Auf die südöstliche Landfläche hinter dem in Bau begriffenen Bassin IV:

Zwei Hangars mit Nr. 1 und 2;

Drei Lagerhäuser mit Nr. 3, 4 und 5 bezeichnet.

Hiebei gestatte ich mir zu bemerken, dass das mit Nr. 5*a* bezeichnete Lagerhaus auf Kosten der k. k. Staatsbahnen für den Lokalverkehr errichtet und betrieben werden wird; und im Ferneren, dass der neue Molo IV, im Entgegenhalte zur ursprünglichen Gestaltung des Bassins IV, gänzlich unverbaut bleibt, und zwar um dem stark gefühlten Bedürfnisse, dem heutzutage großartig entwickelten Baumwolle-Verkehre einen hinreichend geräumigen Manipulationsraum zur Verfügung zu stellen, entsprechen zu können. Nebenbei erwähne ich, dass aus dem gleichen Grunde auch der nördliche Theil des Molo I vorläufig nicht verbaut wird.

3. Auf der Landfläche nordwestlich vom Bassin I die Spiritus-Magazine, mit Nr. 27, 28, 29 und 31 bezeichnet, und zwar die drei ersten zur dauernden, das letztere zur vorübergehenden Einlagerung.

4. Auf dem nördlichen Umfassungs-Molo des Bassins I der Kohlenschuppen Nr. 30. Durch diese Anordnung wird die Möglichkeit geboten, die Kohlen unmittelbar am Ufer einzulegen, und dadurch und durch Aufstellung von besonderen Verladevorrichtungen die Verladungskosten vom Schuppen in's Schiff bei Ausfuhr der Kohlen möglichst zu vermindern.

Das Triester Freigebiet wird demnach bei gänzlicher Fertigstellung 23 neue Lagerhäuser mit einem Gesammtbelegraum von 168.819 m^2, und mit Hinzurechnung der alten, einstöckigen, mit den Nrn 8, 11, 14, 15 und 16 bezeichneten, einen Gesammtbelegraum von 187.887 m^2 umfassen. Ich gestatte mir hier noch hinzuweisen, dass im Bedarfsfalle die Rekonstruktion mit mehreren Stockwerken jener alten Lagerhäuser in dem Konzessionsakte bereits fürgesehen ist und dass durch deren Rekonstruktion ein weiterer Lagerraum von 35.570 m^2 gewonnen worden, mithin ein gesammter Belegraum von 223.457 m^2 zur Verfügung stehen kann. Dabei sind die ebenerdigen Räume in den Hangars, welche für transitirende Güter bestimmt sind, sowie die

Tabelle B
der benützbaren Belegräume in den Lagerhäusern im Triester Freihafengebiete.

Anlage	Lage	Gebäude	Erdgeschoss in den Schuppen	Keller	Erdgeschoss	Erster Stock	Zweiter Stock	Dritter Stock	Dachboden	Gesammt-Lagerraum	Bemerkungen
			Quadrat-Meter								
Neue	Auf der bestehenden Bodenfläche längs den Bassins I, II und III	Schuppen .. Nr. 6 ..	2576	—	—	2622	—	—	2651	5273	—
		Lagerhaus... „ 7 ..	—	—	2592	2806	2820	—	2926	11144	—
		Schuppen.... „ 9 ..	3359	—	—	3419	—	—	3429	6848	—
		Lagerhaus... „ 10 ..	—	—	3103	3335	3349	—	3464	13251	—
		Schuppen.... „ 17 ..	1882	—	—	1912	—	—	1937	3849	—
		Lagerhaus... „ 18 ..	—	—	2363	2526	2502	—	2526	9917	—
		„ ... „ 19 ..	—	—	2359	2410	2440	—	2458	9667	—
		„ ... „ 20 ..	—	—	632[1]	787	792	—	802	3013	[1] Mehr [illegible] m² für einen Feuerwehr-Posten.
		Schuppen.... „ 21 ..	2402	—	—	2610	—	—	2638	5248	—
		„ .... „ 22 ..	1588	—	—	1704	—	—	1725	3429	—
		„ .... „ 24 ..	1402	—	—	1424	—	—	1439	2863	—
		Lagerhaus... „ 24a ..	—	—	569	579	—	—	586	1734	—
		Schuppen... „ 25 ..	1523	—	—	1548	—	—	1567	3115	—
		Lagerhaus... „ 26 ..	—	5173	5846	6346	6867	6255	6241	36228	—
		Zusammen ..	14732	5173	17164	34028	18270	6255	34389	115579	
				115.579							
Neue	Auf der in Herstellung begriffenen Bodenfläche längs dem neuen Bassin IV	Schuppen ... Nr. 1 ..	2466	—	—	2499	—	—	2510	5009	[1] Mehr 410 m² für Comptoirs.
		„ .... „ 2 ..	2789	—	—	2825	—	—	2836	5661	[2] Mehr 413 m² für Comptoirs.
		Lagerhaus ... „ 3 ..	—	—	2239	1838[1]	1848[2]	—	2352	8[illegible]77	[3] Mehr 786 m² für Auctions-Säle, Probir- und Musterzimmer, Post-, Telegraphen- und Telephonamt etc.
		„ ... „ 4 ..	—	—	2296[3]	2329[4]	2342[5]	—	2859	9826	[4] Mehr 559 m² für Comptoirs.
		„ ... „ 5 ..	—	—	2986	2329[5]	2342[5]	—	2859	10516	[5] Mehr 565 m² für Comptoirs.
		Zusammen ..	5255	—	7521	11820	6532	—	13416	39289	
				39.289							
Neue	Auf der in Herstellung begriffenen Bodenfläche längs der Miramarstrasse	Lagerhaus... Nr. 27 ..	—	—	5834	5886[1]	—	—	—	5834	Nr. 27, 28 und 29 sind Spiritus- und Wein-Magazine.
		„ ... „ 28 ..	—	—	2268	2305[1]	—	—	—	2268	[1] Der erste Stock zur Einlagerung von Fässern, Bottichen und Geräthschaften bestimmt.
		„ ... „ 29 ..	—	—	2268	2305[1]	—	—	—	2268	
		„ ... „ 31 ..	—	—	578	—	—	—	—	578	Nr. 31 zur vorübergehenden Einlagerung v. feuergefährlichen Gegenständen best.
										10948	
Neue	Auf dem nördlichen in Bau begriffenen Molo	Speicher.... Nr. 30 ..	—	—	3103	—	—	—	—	3103	Zur Einlagerung von Kohlen bestimmt.
Alte	Auf der bestehenden Bodenfläche längs den Bassins II u. III	Lagerhaus ... Nr. 8 ..	—	—	3593	—	—	—	—	3593	Einstöckige Lagerhäuser.
		„ ... „ 11 ..	—	—	4070	—	—	—	—	4070	
		Schuppen.... „ 12 ..	1295	—	—	—	—	—	—	—	
		„ .... „ 13 ..	1295	—	—	—	—	—	—	—	
		Lagerhaus ... „ 14 ..	—	—	3919	—	—	—	—	3919	
		„ ... „ 15 ..	—	—	3693	—	—	—	—	3693	
		„ ... „ 16 ..	—	—	3693	—	—	—	—	3693	
		Zusammen ..	2590							18968	

Zusammenstellung.

Anlage	LAGE	Schuppen	Lagerräume	Spiritus-Magazine	Kohlen-Magazin
		Quadrat-Meter			
Neue	Auf der bestehenden Bodenfläche längs den Bassins I, II und III	14 732	115.579	—	—
	Auf der in Herstellung begriffenen Bodenfläche längs dem neuen Bassin IV....	5 255	39.289	—	—
	„ „ „ „ „ „ „ der Miramarstrasse	—	—	10.948	—
	Auf dem nördlichen in Bau begriffenen Molo	—	—	—	3.103
	Zusammen..	19.987	154.868	10.948	3.103
Alte	Auf der bestehenden Bodenfläche längs den Bassins II und III	2.590	18.968	—	—
	Insgesammt..	22.577	173.836	10.948	3.103

Tabelle C

der verbauten Flächen im Triester Freihafen-Gebiete.

Anlage	Laufende Zahl	Gebäude	Verbaute Fläche	Bahnseitig zum Verladen	Galerien in den Stockwerken	Anmerkung
			Quadrat-Meter			
Neue Anlage	1	Schuppen ... Nr. 1	2918	797	279	Dreistöckig.
	2	„ ... „ 2	3521	924	321	„
	3	Lagerhaus .. „ 3	2808	502	376	Vierstöckig.
	4	„ ... „ 4	3567	752	644	„
	5	„ ... „ 5	3567	752	644	„
	6	Schuppen ... „ 6	3332	1246	369	Dreistöckig.
	7	Lagerhaus .. „ 7	3504	767	677	Vierstöckig.
	8	Schuppen ... „ 9	4410	1061	253	Dreistöckig.
	9	Lagerhaus .. „ 10	4070	942	850	Vierstöckig.
	10	Schuppen ... „ 17	2518	1050	302	Dreistöckig.
	11	Lagerhaus .. „ 18	3117	658	560	Vierstöckig.
	12	„ ... „ 19	3268	641	542	„
	13	„ ... „ 20	1084	117	—	„
	14	Schuppen ... „ 21	3091	709	210	Dreistöckig.
	15	„ ... „ 22	2144	583	168	„
	16	„ ... „ 24	2636	734	—	„
	17	„ ... „ 25	2132	560	—	„
	18	Lagerhaus .. „ 26	8013	1341	1562	Sechsstöckig.
	19	„ ... „ 27	6479	—	—	Zweistöckig.
	20	„ ... „ 28	2555	—	—	„
	21	„ ... „ 29	2555	—	—	„
	22	Schuppen .. „ 30	3375	332	—	Einstöckig.
	23	„ ... „ 31	648	—	—	„
		Zusammen.	75342	14468	7757	
	24	Maschinengebände für die hydraulische Anlage u. elektrische Beleuchtung	1905	74	—	
		Insgesammt	77247	14542	7757	
Alte Anlage	1	Lagerhaus .. Nr. 8	3698	666	—	Einstöckig.
	2	„ ... „ 11	4281	770	—	„
	3	Schuppen ... „ 12	1359	515	—	„
	4	„ ... „ 13	1359	515	—	„
	5	Lagerhaus ... „ 14	4103	876	—	„
	6	„ ... „ 15	3893	701	—	„
	7	„ ... „ 16	3893	701	—	„
		Zusammen.	22586	4744	—	
		Insgesammt.	99833	19286	7757	

Manipulationsräume in den einzelnen Lagerhäusern nicht inbegriffen.

Schließlich gestatte ich mir drei weitere Tabellen beizugeben; Tabelle *B* gibt einen ausführlichen Ausweis der Belegräume in den einzelnen Lagerhäusern, Tabelle *C* die verbauten Flächen und Tabelle *D* eine vergleichende Uebersicht der Lagerräume und verbauten Flächen im Freigebiete von Bremen, Hamburg und Triest. Aus dieser vergleichenden Tabelle ist zu ersehen, dass in Bezug auf Hangars Hamburg den ersten, Triest den letzten Rang einnimmt; bezüglich der eigentlichen Lagerräume erscheint aber Triest in zweiter, Bremen in dritter Linie.

Dass bei Anordnung der drei erwähnten Gruppen und der einzelnen Lagerhäuser sowohl den bestehenden Straßenzügen und Geleisanlagen, als auch deren Erweiterung und Vermehrung, mithin der raschen und ungezwungenen Abwicklung des Gesammtverkehres, in vollstem Maße Rechnung getragen wurde, ist selbstverständlich. Die Breite der Seitenstraßen wurde im Einverständnis mit den Versicherungs-Gesellschaften mit 10 *m* festgestellt, gegen dem jedoch, dass in den seitlichen Umfassungsmauern der Lagerhäuser keine Thor- und Fensteröffnungen anzubringen seien.

Im weiteren Verfolge der allgemeinen Anordnung des Freigebietes weise ich auf die Anlage eines besonderen Gebäudes hin. Da die praktische Nützlichkeit der mechanischen Ausrüstung eines modernen Seehafens durch die Erfahrung erwiesen ist, — man kann füglich behaupten, eine auf der Höhe der Zeit stehende Hafenausrüstung bildet einen wichtigen Faktor für die wirksame Konkurrenzfähigkeit eines Hafens, denn durch dieselbe vermindern sich die Verladekosten und der Umschlagsverkehr wird rascher abgewickelt, — so ward Seitens des hohen Handels-Ministeriums vom Hause aus eine derartige Ausrüstung, speziell eine hydraulische Einrichtung am gesammten neuen Hafen in's Auge gefasst und zuletzt in der Konzessionsakte als Bedingung aufgenommen; desgleichen auch die Einführung der elektrischen Beleuchtung sämmtlicher Innen- und Aussenräume. Es mußte demnach auf die Errichtung eines Gebäudes zur Unterbringung der maschinellen Anlage für den Betrieb beider Einrichtungen Bedacht genommen werden, und in Folge angestellter vergleichender Studien und eingehender Erwägungen hat sich ergeben, dass die im Lageplane mit *f* bezeichnete Stelle die geeignetste war, obwohl dieselbe die Aufstellung eines Hilfsaccumulators am entgegengesetzten Ende bedingte.

Vergleichende Tabelle D

der verbauten Flächen und benützbaren Lagerräume für den grossen Verkehr in Bremen, Hamburg und Triest.

Laufende Zahl	Hafen	Verbaute Fläche für			Benützbare Lagerräume in den		Bemerkungen
		Schuppen	Lagerhäuser	Insgesammt	Schuppen	Lagerhäusern	
		Quadratmeter					
1	Bremen (sammt Bremerhafen und Geestemünde)	55.776[1]	33.559[2]	89.335	52.988	90.561	Lagerhäuser 3- und 5-stöckig. [1]) Weitere 30.530 m² können nach Bedarf verbaut werden. [2]) „ 31.075 m² „ „ „ „ „
2	Hamburg	113.545	38.943	152.478	107.868	232.158	Lagerhäuser 7-stöckig.
3	Triest	29.420	68.508	97.928	22.577	187.887[3]	[3]) Durch Rekonstruktion der alten einstöckigen Lagerhäuser können weitere 35.530 m² Lagerräume erzielt werden.

Hier sei mir gestattet, nebenbei zu bemerken, dass bereits im Jahre 1886 die elektrische Beleuchtung der dazumal bestehenden Aussenräume durch Aufstellung von 46 Bogenlampen eingeführt worden ist, deren maschinelle Anlage im Gebäude *f* untergebracht ist. Da aber, wie ich weiterhin anführen werde, die Anzahl der Bogenlampen bedeutend vermehrt und eine große Anzahl Glühlampen in den Innenräumen zur Aufstellung kommen wird, so erschien selbstverständlich die bestehende Centralanlage völlig unzureichend und zur Vereinfachung und Verbilligung des Betriebes beider Einrichtungen sollen nun sämmtliche maschinelle Anlagen unter einem Dache untergebracht werden.

Das so geplante Central-Maschinengebäude hat eine verbaute Fläche von 1905 m^2 ausschließlich 14 m^2 des Bahnsteiges zum Kohlenentladen. Um die Kohlenzufuhr zum Kesselhause zu erleichtern, wird ein Stockgeleise dem Kesselhause entlang verlegt werden.

Für Zwecke der Zoll- und Lagerhausverwaltung mußte im Weiteren auf zwei andere Gebäude Bedacht genommen werden. Ursprünglich wurde an kompetentem Orte die in Fig. 1 mit *b* bezeichnete Stelle zur Errichtung des Hauptzollamtes bestimmt, in welchem Falle, in Folge der nothwendigen Vermehrung der Lagerhaus-Bureaus, die Aufsetzung eines zweiten Stockes auf das bereits bestehende einstöckige Gebäude *a* der Lagerhausverwaltung als unerläßlich sich herausgestellt hätte. Diese Anordnung wäre aber von einigen Unzukömmlichkeiten begleitet gewesen.

Zunächst zeigte sich der Aufbau eines zweiten Stockwerkes auf das bestehende Verwaltungsgebäude mit Rücksicht auf die äusserst ungünstigen Untergrundverhältnisse und die thatsächlichen, an jenem Gebäude zu Tage tretenden Umstände als unzulässig, wollte man vielleicht dessen Stabilität nicht in Frage stellen. Es ergaben sich im Ferneren andere, nicht unwesentliche Momente gegen die in Rede stehende Anordnung.

Schon die Entfernung — 300 Meter — des Hauptzollamtes vom Haupteingange des Freigebietes würde für die Handelswelt nicht wenig Zeitverlust zur Folge gehabt haben, abgesehen auch davon, dass die dadurch unerläßlich gewesene Betretung der mittleren Geleisgruppe, namentlich beim Zugsverkehr zur Winterszeit und beim Toben der Bora, eine beständige Gefahr für die öffentliche Sicherheit gewesen wäre. Im Weiteren hätte sich jede Partei, die im Hauptzollamte nur behufs Informationen, Zahlungen oder Einreichung von Schriftstücken zu thun hatte, trotz der Coulance der Finanzbehörde beim Austritt vom Freigebiet eventuell einer Visitation zu unterziehen gehabt, ein Umstand, der wieder mit Zeitverlust verbunden gewesen wäre. Schließlich sprachen dagegen auch ästhetische Momente. Wie aus Fig. 1 zu ersehen, würde der Abschluss des Freigebietes am Bahnhofsplatze einen krummlinigen Zug erhalten und hiedurch dieser Platz, der zu den schönsten Triests gehört, ersichtliche Einbusse in seiner architektonischen Gestaltung erlitten haben.

Alle diese Umstände veranlassten mich, eine andere, nunmehr genehmigte Anordnung in Vorschlag zu bringen, die in Fig. 2 dargestellt ist und alle angeführten Unzukömmlichkeiten beseitigt. Durch diese Anordnung wird nämlich das neue Hauptzollamt seiner Zeit am Umfange des Freigebietes mit dem Haupteingange auf dem Bahnhofsplatz, also im Zollgebiete, errichtet werden, demnach Visitationen der nur im Hauptzollamte verkehrenden Parteien sowie eine größere Wegzurücklegung gänzlich entfallen; das neue Hauptzollamtsgebäude wird nebstdem augenscheinlich einen ganz regelmässigen und, in Folge einer entsprechenden äusseren Ausstattung, einen harmonischen und ästhetisch befriedigenden Abschluss des mehrerwähnten Platzes bilden.

Da aber die Inangriffnahme des betreffenden Baues erst nach Fertigstellung des Bassins IV erfolgen kann — das Gebäude kommt nämlich ganz auf den in Ausführung begriffenen Anschüttungskörper zu liegen — so musste auf die vorläufige Unterbringung des Hauptzollamtes Bedacht genommen werden, und zu dem Ende wurde das bestehende Verwaltungsgebäude benützt, welches durch einen An- und einen Einbau zweckentsprechend erweitert worden ist.

Das neue Verwaltungsgebäude für die Lagerhäuser habe ich an jener Stelle angeordnet, wo ursprünglich, wie bereits bemerkt, das Hauptzollamt zur Errichtung gekommen wäre. Aus dieser Anordnung entspringt ein weiterer Vortheil. Das provisorische Hauptzollamtsgebäude wird nämlich nach Fertigstellung des definitiven Gebäudes für kleine Schreibstuben und Musterzimmer für Sensale mit unwesentlichen Unkosten umgestaltet, beziehungsweise adaptirt werden können, eine Einrichtung, die bei der ursprünglichen Anordnung unmöglich gewesen wäre, es sei denn, man wollte einen Theil des Erdgeschoßes irgend eines Lagerhauses dazu verwenden; ein Ausweg aber, der vermöge der zur Verfügung stehenden Lagerräume von vornherein ausgeschlossen bleiben musste.

Das neue Hauptzollamtsgebäude wird zweistöckig sein und eine verbaute Fläche von 860 m^2 haben; das provisorische eine solche von 882 m^2; das neue Lagerhaus-Verwaltungsgebäude weist drei Stockwerke und eine verbaute Fläche von 731 m^2 auf.

Durch den Umstand, dass der zollämtliche Dienst im Freigebiete ein decentralisirter sein wird, ergab sich von selbst die Errichtung einer entsprechenden Anzahl von freistehenden Zollexposituren (Zoll - Abfertigungsstellen). Auf den heute zur Verfügung stehenden Flächen werden fünf, davon eine größere (I. Klasse) und vier kleinere (II. Klasse) Zollexposituren errichtet, deren Stellung aus dem Plane ersichtlich ist.

Mit wenigen Worten werde ich nun den Abschluss des Freigebietes berühren. Der ursprünglich beabsichtigte Zug desselben ist aus Fig. 1 zu entnehmen, und zwar in der Gesammtausdehnung des Südbahnhofes an der Grenze zwischen Staats- und Südbahn-Eigenthum; südlich — vom Bahnhofsplatze bis zur neuen Drehbrücke — der bestehenden Ufermauer entlang; nördlich hätte der Zug so geführt werden sollen, dass der Rangirbahnhof im Zollgebiete gelegen wäre. Letzteres wäre aber für die aus dem Freigebiet nach dem Rangirbahnhofe ausfahrenden Eisenbahnzüge mit großem Zeitverluste verbunden gewesen, und dies gab Anlass, den Rangirbahnhof in's Freigebiet einzubeziehen und so den Abschluss in der Gesammtlänge jenes Bahnhofes längs der Miramar-Straße zu führen.

Der Abschluss erhält drei Aus-, beziehungsweise Einfahrtsthore; der Haupteingang befindet sich am Bahnhofsplatze nächst dem neu zu errichtenden Hauptzollamte, der zweite seinerzeit bei der neuen Drehbrücke, der dritte gegenüber der Südbahn-Ueberfahrt nächst dem Central-Maschinengebäude für die hydraulische Einrichtung. Dass an den Stellen, wo die Geleise aus dem Frei- in's Zollgebiet führen, gleichfalls Thore angebracht werden, ist selbstverständlich. An jedem Thore wird eine Finanzwachbude errichtet. Nebenbei sei bemerkt, dass, weil die zweite obangeführte Strecke des Abschlusses erst nach Ausbau des Bassins IV errichtet werden kann, dermalen ein vorläufiger Abschluss sowie auch eine provisorische Zollexpositur am Eingange gegen den Bahnhofsplatz ausgeführt werden, welcher Abschluss ungefähr vom bestehenden Verwaltungsgebäude senkrecht und quer durch das Lagerhaus Nr. 5 läuft.

Selbstverständlich ist auch auf die Errichtung eines Post- und Telegrafenamtes sowie einer Telephonanlage Bedacht genommen worden. Ersteres musste jedoch vorläufig in einem Theile des Lagerhauses Nr. 11 untergebracht werden; das definitive wird im Mitteltrakte des seinerzeit auszuführenden Lagerhauses Nr. 3 zur Errichtung kommen.

Dass schließlich für die Gesammtanlage auch eine Nutz- und Trinkwasserleitung, beziehungsweise eine bedeutende Erweiterung der bereits bestehenden Wasserleitung in's Auge gefasst werden musste, ist mit Rücksicht auf die vielen Erfordernisse ebenfalls selbstverständlich.

Ich komme nun dazu, die Anordnung der Gebäude im Besonderen zu besprechen.

In dieser Hinsicht sei zunächst hervorgehoben, dass der eigenthümlich klimatischen Verhältnisse Triests wegen und auch aus Raumersparnis Höfe gänzlich entfallen mussten; die Gebäude konnten demnach — auch mit Rücksicht auf die bereits bestehenden Objekte, um die Fluchtlinien beizubehalten — nicht übermäßig tief angelegt werden. Dieselben haben eine Tiefe von durchschnittlich 30 *m*, in welchen jedoch die Breite der beiderseitigen Verlade-Bahnsteige inbegriffen ist; gleichzeitig sei jedoch bemerkt, dass nahezu in allen Gebäuden der straßenseitige Bahnsteig meist durch drei Risalite belegt ist, und zwar einerseits, um an Lagerraum zu gewinnen, andererseits, um die Eintönigkeit der langen Fronten zu brechen.

Die innere Eintheilung der bereits ausgeführten Lagerhäuser ist eine zweifache; in den am Bassin IV zur Errichtung kommenden wird eine dritte eintreten, auf die ich im Weiteren zurückkommen werde.

Durch die erste, in den Hangars Nr. 6 und 17, sowie im Lagerhause Nr. 19 getroffene Anordnung (Taf. XXXVIII) — die sich aus dem Umstande ergab, dass die Lagerhausverwaltung berechtigt ist, die Waareneinlagerung mit den damit verbundenen Manipulationen zum Theil selbst zu besorgen — wird ein Gebäude in eine ungerade Zahl Abtheilungen, durchschnittlich 15 *m* breit, untertheilt und sind zwei, rund 5 *m* breite Mittelgänge durch die ganze Tiefe des Gebäudes angebracht, welche je zwei anliegende Abtheilungen trennen und in welchen je ein hydraulischer Aufzug aufgestellt ist, und zwar für den Betrieb jener zwei Abtheilungen; andere derartige Aufzüge sind im Inneren der durch besagte Gänge nicht getrennten Abtheilungen disponirt.

Bei der zweiten Anordnung, welche in allen anderen von Privaten zu benützenden Lagerhäusern zum Vorscheine kommt, wird ein Gebäude in eine gerade Zahl Abtheilungen untertheilt, deren zwei durch je einen, durch die ganze Tiefe des Gebäudes laufenden, 3 *m* breiten Gang getrennt und von den zwei nächstfolgenden durch eine Feuermauer isolirt werden. Bei dieser Anordnung sind die Aufzüge — deren einer zum Betriebe zweier Abtheilungen dient — nicht in den Gängen, vielmehr abseits, und zwar in einem entsprechend bemessenen und an letzteren anliegenden Raume aufgestellt.

Diese Anordnung stellt sich in mancher Beziehung günstiger heraus. Vorweg wird gegenüber der ersten ein größerer Lagerraum erzielt; im Weiteren werden auch die Abtheilungen des Dachgeschoßes getrennt zugänglich gemacht, obwohl dort keine äußeren Gallerien — deren ich sofort Erwähnung thun werde — angeordnet sind, und zwar durch zwei in jedem Mittelgange des letzten Stockwerkes angebrachte Stiegenarme.

Die Anlage der durchgehenden Gänge bedingt im Allgemeinen allerdings einen Verlust an Lagerraum, durch dieselben wird jedoch eine leichtere sichere Zugänglichkeit der einzelnen Abtheilungen erzielt und im Falle eines Brandes in denselben der Feuerwehr die Bekämpfung des Feuers erleichtert und nebstdem die Möglichkeit geboten, die Abtheilungen nach Bedarf in zwei kleinere, für sich zugängliche zu untertheilen.

Eine weitere Anordnung, durch welche die Triester Lagerhäuser sich von jenen in den nordischen Seehäfen auszeichnen, besteht darin, dass sämmtliche Lagerhäuser — bis auf jene mit Nr. 20, 24 und 25 bezeichnet — der straßenseitigen Front entlang mit offenen, 4 *m* breiten Gallerien versehen sind, und zwar im ersten Stocke der Hangars, im ersten und zweiten Stocke der Lagerhäuser Nr. 7, 10, 18 und 19, beziehungsweise auch im dritten Stocke des Lagerhauses Nr. 26. Diese Gallerien haben allerdings auch den Zweck, die einzelnen Abtheilungen getrennt zugänglich zu machen, hauptsächlich aber den, ankommende havarirte Waaren auf denselben tags- und nachtüber ausbreiten und durcharbeiten zu können, bevor sie zur Einlagerung gelangen. Meines Erachtens ist dies eine ganz praktische Einrichtung, abgesehen davon, dass der Verkehr im Allgemeinen, jener mit Handwägen von und nach den Aufzügen insbesondere, wesentlich gefördert und erleichtert wird und im Weiteren, dass — da die betreffenden Verlade-Bahnsteige durch die vorspringenden Gallerien größtentheils überdeckt werden — die Waarenmanipulationen daselbst sogar bei Regenwetter vorgenommen werden können.

In den Hangars Nr. 24 und 25 hingegen mussten die Gallerien, mit Rücksicht auf deren geringe Tiefe — 18 *m* — und wegen Raumersparnis, entfallen, weshalb dort eine verschiedene Anordnung insoferne angenommen wurde, als zur Erzielung von abgetrennten Dachboden-Abtheilungen, ein eigenes, jedoch kleineres Stiegenhaus, das bis zum Dachgeschoße führt, für je zwei Abtheilungen disponirt worden ist.

Alle anderen Lagerhäuser haben ein einziges, geräumiges und bequemes Stiegenhaus, welches in der Mitte des Mittelrisalites straßenseits angebracht ist, an dessen beiden Seiten ein Vorraum für den Zugang zu den Gallerien angeordnet erscheint.

Da Aborte in den Lagerhäusern für die Allgemeinheit grundsätzlich ausgeschlossen wurden, so ist nur ein Abort für das Verwaltungs-Personal, und zwar in einem der erwähnten Vorräume in jedem Stockwerke, bis auf das Dachgeschoß, errichtet; für die Allgemeinheit sind äussere Aborte an etlichen Lagerhäusern angebaut.

Da das Verkehrsleben nach Aufhebung des Freihafens zum großen Theil sich im Freigebiete konzentriren wird, so musste auch die Errichtung von Comptoirs für die Handelswelt ins Auge gefasst werden. Bei der ersten und zweiten Art der inneren Eintheilung der Lagerhäuser sind die einzelnen Comptoirs in den betreffenden Abtheilungen errichtet und ich füge hier ergänzend noch bei, dass die dritte Grundrissanordnung, die, wie bereits früher bemerkt, in den am neuen Bassin IV zu errichtenden Lagerhäusern zur Durchführung kommen wird, sich von der zweiten nur dadurch unterscheidet, dass sämmtliche Comptoirs in einem eigenen Trakte vereinigt angeordnet werden. Zur größeren Bequemlichkeit der Handelswelt und rascheren Abwicklung der Zollmanipulationen befinden sich im Erdgeschoße mancher von der k. k. Finanzbehörde bestimmten Lagerhäuser zwei Zollabfertigungsstellen.

Ich komme nun zur Anzahl der Stockwerke. Die Hangars haben deren drei: Erdgeschoß, erster Stock und ein stockähnliches Dachgeschoß; die Lagerhäuser Nr. 7, 10, 18, 19 und 20 auch einen zweiten Stock; Lagerhaus Nr. 26 hingegen — und zwar aus Gründen, die ich weiter anführen werde — Keller, Erdgeschoß, drei obere Stockwerke und obbezeichnetes Dachgeschoß. In dieser Beziehung gestatte ich mir erläuternd Folgendes zu erwähnen.

Bekanntlich sind Hangars nur einstöckige Schuppen, die für transitirende Güter bestimmt sind; es wird daher auffallen, dass auf die Triester Schuppen gar zwei Stockwerke aufgesetzt worden sind. Dies war aber unerlässlich, um auf der gegebenen Baufläche die Eingangs erwähnten und unbedingt nothwendigen Lagerräume zu erzielen. Das Erdgeschoß jedoch ist ausschließlich für Transitgüter bestimmt.

Bezüglich der Lagerhäuser erwähne ich, dass ursprünglich beabsichtigt war, in sämmtlichen Lagerhäusern Kellereien anzulegen. Der ungünstigen Untergrund-Verhältnisse wegen musste von jener Anlage mit schwerem Herzen Umgang genommen werden. Es ist nämlich der Untergrund noch heutzutage in Bewegung, wenn auch nicht im ursprünglichen Maße und wie vor vier Jahren, als die Lagerhausbauten in Angriff genommen wurden. Um mich völlig zu überzeugen, ob die geplante Kelleranlage mit nicht zu hohen Unkosten denn doch möglich wäre, habe ich Probepiloten einrammen lassen, und da ergab sich, dass man erst in einer Tiefe von 24 *m* auf günstigen Grund gestoßen hätte. Diese Fundirungsart, sowie auch die mit Senkbrunnen wäre offenbar nur mit sehr bedeutenden Kosten auszuführen gewesen, die mit dem zu erwartenden Erträgnisse zweifelsohne in einem sehr ungünstigen Verhältnisse gestanden hätten. Ich war also gezwungen, von diesen zwei Fundirungsarten abzusehen; hätte ich aber die thatsächlich zur Ausführung gekommene in Anwendung gebracht, so hätten zur gleichmäßigen Uebertragung der Last auf die Untergrundsohle die Pfeiler im Kellergeschoße wie nicht minder der Fundirungskörper derartige Dimensionen erhalten, dass einerseits die ganze Kelleranlage praktisch nicht zu verwerten und andererseits die Kosten sehr hoch gewesen wären.

Wir haben uns demnach beschränken müssen, Kellereien vorläufig nur im Lagerhause Nr. 26 (Taf. XXXVII) anzulegen, nachdem durch Probepiloten sich ergeben hat, dass man in einer Tiefe von höchstens 12 *m* auf festen Boden stossen wird.

Hier gestatte ich mir ergänzend noch beizufügen, dass letzteres im Bau begriffene Lagerhaus, mit Rücksicht auf dessen bedeutende Ausdehnung — 241 *m* lang — stadtseits einen Anbau erhält, in welchem ebenerdig Bureaus für die Zoll- und in den oberen Stockwerken für die Lagerhaus-Verwaltung untergebracht werden; und im Weiteren, dass in der Mitte jenes Anbaues ein 36 *m* hoher Thurm zur Errichtung kommt, der gewissermaßen als Wahrzeichen für das Freigebiet gelten soll und auf welchem eine große Thurmuhr — jener am Bahnhof St. Lazar in Paris dem Systeme nach ähnlich — zur allgemeinen Orientirung im Freigebiete und Regulirung der Schiffsuhren aufgestellt werden wird.

Bei Aufzählung der Stockwerke habe ich der stockähnlichen Dachgeschoße Erwähnung gethan. Ich werde weiterhin, wenn ich vom Constructionssystem sprechen werde, jene Bezeichnung mit einigen erläuternden Worten klarlegen.

Die Stockwerkshöhen, von Fußboden zu Fußboden gemessen, sind folgende:

Keller	3·40 *m*
Erdgeschoß	5·50 „
Erster, zweiter und dritter Stock	3·50 „
Dachgeschoß im Lichten durchschnittlich	3·30 „

Als Belastung für die einzelnen Böden ist angenommen:

Keller und Erdgeschoß	1800 *kg*	pro Quadratmeter
Erster, zweiter und dritter Stock	1200 „	
Dachgeschoß	600 „	
Offene Gallerien	500 „	

Bezüglich der mechanischen Ausrüstung der Lagerhäuser habe ich der Aufzüge bereits Erwähnung gethan, und füge hier noch bei, dass im ersten Stocke auf der meerseitigen Front der Hangars eine entsprechende Anzahl vorspringender Verladebühnen zu dem Zwecke angeordnet ist, um die aus den Schiffen durch die längs den Ufermauern aufgestellten, hydraulischen Fahrkrahne zu hebenden und im ersten Stocke zur Einlagerung kommenden Waaren daselbst direct abzuladen oder umgekehrt.

Für den Kellerdienst des großen Lagerhauses Nr. 26 werden eigene hydraulische Hebevorrichtungen und nebstdem noch zwei hydraulisch betriebene feststehende Krahne mit Verlade-Bahnsteig zur Aufstellung kommen.

Betreffs der inneren Anordnung des Verwaltungs- und des Hauptzollamts-Gebäudes und der Zollexposituren berufe ich mich auf die Pläne und füge nur mehr bei, dass dieselben dem von kompetenter Seite aufgestellten Programme entsprechend angeordnet worden sind.

Das Verwaltungsgebäude besitzt ein Hochparterre, zwei obere Stockwerke und ein Dachgeschoß, in welchem, nebst einer Portierswohnung, Räume zur Aufbewahrung von Schriftstücken vorhanden sind.

Das Hauptzollamts-Gebäude besteht aus einem Hochparterre, ersten Stocke und Dachgeschoße; in letzterem dürften zwei kleine Amtsdiener-Wohnungen zur Errichtung kommen.

Die Zollexposituren haben nur Hochparterre.

Die von Fußboden zu Fußboden gemessenen Stockwerkshöhen sind folgende:

a) Verwaltungsgebäude:

Hochparterre und erster Stock	4·35 *m*
Zweiter Stock	4·20 „
Dachgeschoß durchschnittlich	3·15 „

b) Hauptzollamtsgebäude:

Hochparterre	4·80 „
Erster Stock	4·50 „
Dachgeschoß durchschnittlich	3·00 „

c) Zollexposituren:

Hochparterre	4·30 „

Ich gestatte mir schließlich, mit wenigen Worten die Anordnung der erst im nächsten Jahre in Angriff zu nehmenden Spiritus- und Weinmagazine zu besprechen, deren bezügliche Detailprojecte bereits ausgearbeitet sind.

Das große 202·75 *m* lange und 32·40 *m* breite Magazin Nr. 27 enthält 13 Abtheilungen. Die drei in der Mitte des Gebäudes liegenden und nicht von einander isolirten Abtheilungen sind für ein gemeinschaftliches Spirituslager bestimmt und weisen einen Belegraum von 1345 m^2 auf; die anderen 10 Abtheilungen sind den drei vorerwähnten symmetrisch angeordnet, zum Einlagern von Wein bestimmt und ist jede derselben von den zwei anliegenden durch eine Feuermauer völlig isolirt. Die Abtheilungen zählen je drei Felder und haben eine Breite von 14·95 *m*.

Die beiden untereinander gleichen Magazine Nr. 28 und 29 sind ausschließlich zur Einlagerung von Spiritus bestimmt und enthalten je fünf durch Feuermauern von einander isolirte Abtheilungen; die Eckabtheilungen sind in zwei ungleiche Theile untertheilt, in deren kleinerem Reservoirs zum Einlagern von Spiritus aufgestellt sind, während in allen anderen Abtheilungen Spiritus in Gebünden eingelagert werden wird.

Die Spiritus-Reservoirs werden folgenden Fassungsraum besitzen:

a) Magazin Nr. 28:

3 Reservoirs à 300 *hl* =	900 *hl*	
13 „ „ 150 *hl* =	1950 *hl*	
Zusammen . .		2850 *hl*

b) Magazin Nr. 29:

5 Reservoirs à 300 *hl* =	1500 *hl*	
3 „ „ 450 *hl* =	1350 *hl*	
Zusammen . .		2850 *hl*
Insgesammt . .		5700 *hl*

Die in Rede stehenden Magazine bestehen aus Erdgeschoß und Dachboden, der nur zur Aufbewahrung von kleineren leeren Gebünden und Geräthschaften bestimmt ist. Deshalb, sowie aus ökonomischen Gründen und wegen Ersparnis an Nutzraum habe ich von Stiegenhäusern und hydraulischen Hebevorrichtungen ganz abgesehen; die Verbindung zwischen Erdgeschoß und Dachboden soll durch eine in jeder Abtheilung an der Decke angebrachte Oeffnung und mittelst Leiter, das Heben und Niederlassen von Gegenständen mittelst Flaschenzüge erfolgen. Von Verlade-Bahnsteigen ist ebenfalls Abstand genommen worden.

Zur Hintanhaltung von Luftströmungen, die auf das Calo des Spiritus wesentlichen Einfluss ausüben, sind Fenster- und Thoröffnungen nur in den meerseitigen Frontmauern angebracht.

Für das Central-Maschinengebäude war eine Ausschreibung erfolgt, zu Folge deren auf Grund eines von mir aufgestellten Programm-Bedingnisseheftes — auf welches ich später zurückkommen werde — die Bewerber selbst die Pläne jenes Gebäudes ausarbeiten und den Offerten beigeben mussten.

Ich komme nun auf das Konstruktionssystem zu sprechen.

Bekanntlich sind die Lagerhäuser in Triest für den allgemeinen Verkehr errichtet worden, tragen demnach den Charakter einer öffentlichen Anstalt. Mit Rücksicht darauf und in Anbetracht, dass in denselben ungeheure Werte zur Einlagerung kommen werden, mussten die Gebäude selbstverständlich nach jeder Richtung hin feuerfest errichtet werden. Es kam daher bis auf die Fenster und zum großen Theil die Thorverschlüsse in sämmtlichen Hangars und Lagerhäusern kein Holz zur Verwendung, obwohl ursprünglich beabsichtigt war, die Dachstühle aus Holz herzustellen, nachdem die Dachbodenräume nicht belegt werden sollten. Sämmtliche Mauern sind aus Bruchstein und zum Theil aus Ziegeln hergestellt; äußere Fenster- und Thorgewände aus Kalk-, innere aus Sandstein; alle anderen wichtigeren Konstruktionen, vor Allem die Decken, werde ich des Näheren besprechen.

Wie aus den Plänen (Taf. XXXIX) ersichtlich, bestehen die durchschnittlich 5 *m* in beiden Richtungen von einander liegenden Stützen der Deckenkonstruktionen aus Kalksteinquadern im Erdgeschoße und aus guß- oder quadranteisernen Säulen in den oberen Stockwerken. Jede Stütze trägt zwei in der Richtung der Gebäudetiefe laufende Hauptträger, auf welchen Nebenträger aufliegen. Die Stöße sind abwechselnd angeordnet, d. h. über jeder Stütze ist immer nur ein Träger gestoßen; demgemäß weisen die Träger zwei verschiedene Längen auf: die längeren, auf drei Stützen liegend, welche die Mehrzahl bilden, haben eine Länge von 10 *m*, die kürzeren, über zwei Stützen gespannt, eine solche von 5 *m*.

Die Nebenträger stehen größtentheils 2·5 *m* von Mitte zu Mitte von einander ab; nur in zwei Objekten, auf die ich im Weiteren hinweisen werde, sind dieselben 1·25 *m* von einander entfernt.

Die über die Stützen laufenden Trägerpaare sind sowohl an den Umfassungs- als auch an den Innenmauern durch starke Schließen verankert, mithin die ganze Konstruktion zu einem steifen Systeme ausgebildet. Sämmtliche Träger sind aus Walzeisen; die Maximalbeanspruchung des Eisens beträgt 1050 *kg* pro Quadrat-Centimeter.

In den Erdgeschoßen sämmtlicher Hangars und Lagerhäuser sind, wie erwähnt, Steinpfeiler anstatt der eisernen Stützen angeordnet. Es ergibt sich hiedurch natürlich ein Verlust an Nutzraum und dürfte dies namentlich in den Hangars hervortreten. In dem ersten Entwurfe waren auch durchgehends eiserne Stützen vorgesehen; eine vergleichende Kostenberechnung hat jedoch ergeben, dass die Kosten der eisernen Stützen in den Erdgeschoßen — 5 *m* hoch — nahezu das Doppelte gegenüber den Steinpfeilern betragen hätten; dieser Umstand veranlasste die Lagerhaus-Direktion, letztere umsomehr zu genehmigen, als deren Gesammtzahl eine sehr große ist, mithin eine sehr bedeutende Kostenersparnis dadurch erzielt wurde. Allerdings muss zugestanden werden, dass durch die Steinpfeiler ein Nutzraum verloren geht; mit Zugrundelegung des zu gewärtigenden Miethzinses hat eine vergleichende Berechnung jedoch ergeben, dass die durchgeführte Konstruktion sich noch immer billiger herausstellt.

Zur Besprechung der Decken übergehend, schicke ich voraus, dass ursprünglich beabsichtigt war, dieselben landesüblich, d. h. mit Ziegelgewölben herzustellen; nachdem aber aus den statischen Berechnungen sich ergeben hatte, dass bei Ausführung jener Gewölbe die Eingangs erwähnte zulässige Bodenbelastung überschritten worden wäre, so ist zunächst das Trägerwellenblech ins Auge gefasst worden und thatsächlich bei den ersten zwei ausgeführten Objekten — Hangars Nr. 6 und 17 — zur Verwendung gekommen. Das Trägerwellenblech ist auf die 1·25 *m* von einander entfernten Nebenträger aufgelagert, die Wellen sind mit Cementkalkbeton ausgefüllt und auf diesen der Fußboden aufgelegt.

In Folge eingehenderer Studien und eigener Wahrnehmungen an anderen Orten habe ich später in allen anderen Lagerhäusern das System Monier adoptirt, und zwar des minderen Eigengewichts — ungefähr 280 *kg* pro Quadrat-Meter — wegen, aber auch mit Rücksicht auf die zu gewärtigenden Setzungen, sowie nicht minder der Oekonomie halber. Ich habe nämlich die Nebenträger 2·50 *m* von einander entfernt angeordnet und dadurch bereits beim zweiten Bauloe — Lagerhäuser Nr. 7 und 10 und die Hangars Nr. 21 und 22 — die namhafte Ersparnis von rund 75.000 fl. und nebstdem, wie ich weiter darthun werde, eine nicht unbedeutende Verminderung in der spezifischen Bodenbelastung erzielt.

Das System Monier ist in neuester Zeit sehr bekannt geworden und auch vielfach zur Ausführung gekommen; es wird mir daher eine nähere Beschreibung erlassen sein und beschränke ich mich nur anzuführen, dass die Moniergewölbe den Umfassungsmauern entlang auf ⊏ Eisen ruhen.

Für die Fußböden in den Innenräumen der oberen Stockwerke war ursprünglich gegossener Asphalt in Aussicht genommen. Da aber seitens der Lagerhaus-Verwaltung manchem Bedenken Ausdruck gegeben wurde, dass der Asphaltgeruch auf empfindliche Waaren möglicherweise nachtheilig einwirken und bei eventuellem Feuerausbruche der Asphalt zum Schmelzen gebracht, mithin der Brand größere Dimensionen annehmen könnte; und da andererseits der Asphaltboden jedenfalls bedeutende Kosten verursacht hätte, so musste von dessen Ausführung in den Innenräumen abgesehen werden.

Es sind hierauf vergleichende Studien mit verschiedenen Materialien angestellt und sind hiebei namentlich Antieleolith, Kautschuk-Stampf-Asphalt und zuletzt Xylolith in Betracht gezogen worden. Gelegentlich einer Studienreise in deutschen Seehäfen habe ich mich unter Anderem von der Vortrefflichkeit des Kautschuk-Stampf-Asphaltes in der sehr stark befahrenen Goethebrücke in Hannover durch eigene Wahrnehmungen und bei der königlichen Prüfungs-Station für Baumaterialien in Berlin eingeholte Informationen überzeugen können; leider mußte vom Kautschuk-Stampf-Asphalt sowie vom Antieleolith abgesehen werden, nachdem auch Sachverständige das oberwähnte Bedenken bezüglich des Geruches völlig nicht zerstreuen konnten.

Mein Hauptaugenmerk war hierauf auf das Xylolith umsomehr gerichtet, als dasselbe, des kleinen Eigengewichtes wegen, bei den vorhandenen ungünstigen Bodenverhältnissen das angezeigteste Fußboden-Material gewesen wäre; mit schwerem Herzen mußte ich aber auch davon, der hohen Kosten halber Abstand nehmen. Ich war demnach bemüssigt, einen terrazzoähnlichen Fußboden aus Portland-Cement in Vorschlag zu bringen, welcher allerseits auch genehmigt wurde. Nur die Fußböden der offenen Gallerien sind mit gegossenem Asphalt ausgeführt worden, während sämmtliche Erdgeschosse mit Sandsteinplatten gepflastert sind.

Ich will zugeben, dass der Terrazzo-Fußboden nicht die mit einem gewissen Grad von Elastizität gepaarte Widerstandsfähigkeit des Asphaltbodens besitzt; bedenkt man aber, dass bei der Benützung des Lagerhauses nur die zwischen den haufenweise aufgestapelten Waaren liegenden Fußbodenstrecken begangen oder mit Handwägen befahren werden, demnach etwaige Reparaturen ziemlich beschränkt und vereinzelt vorkommen dürften, und dass ich selbstverständlich auch die ökonomische Seite der Frage absolut nicht aus den Augen verlieren durfte, — so glaube ich, dass immerhin ein guter und feuersicherer Fußboden zur Ausführung gekommen ist, dessen Erhaltungskosten auch durch den Umstand noch mehr reducirt werden dürften, als die Räder der in den Innenräumen verkehrenden Handwägen vorsichtshalber mit Kautschuk überzogen werden.

Bezüglich der Decken und Fußböden habe ich noch des Kellergeschosses im erst in Ausführung begriffenen großen Lagerhause Nr. 26 zu gedenken. Mit Beibehaltung des Systems Monier und des Terrazzo-Fußbodens in den höheren Stockwerken, werden dort — nachdem die Bodenverhältnisse eine größere spezifische Bodenbelastung zulassen — die Decken aus Ziegeltonnengewölben 25 *cm* im Scheitel stark und der Fußboden, mit Rücksicht auf dessen Tiefenlage und die dort zur Einlagerung kommenden Fett- und Oelwaaren, aus gegossenem Asphalt ausgeführt werden.

Nachstehend füge ich eine vergleichende Kostentabelle der verschiedenen in's Auge gefassten Deckenconstruktionen bei.

Bezeichnung der Konstructions-Art	Kosten der Konstruction pro m^2			
	für 600 *kg* Nutzlast pro m^2		für 1200 *kg* Nutzlast pro m^2	
	5 Meter lange Träger	10 Meter lange Träger	5 Meter lange Träger	10 Meter lange Träger
	fl.	fl.	fl.	fl.
Ziegelgewölbe und Asphaltboden	22.18	20.78	24.98	23.42
Ziegelgewölbe u. Terrazzoboden	18.18	16.78	20.98	19.42
Trägerwellenblech und Asphaltboden	21.87	20.47	25.60	24.04
Trägerwellenblech u. Terrazzoboden	17.87	16.47	21.60	20.04
Moniergewölbe und Asphaltboden	20.35	18.65	23.—	21.44
Moniergewölbe u. Terrazzoboden	16.35	14.65	19.—	17.44
Cementgewölbe und Asphaltboden	18.83	16.98	23.33	20.40
Cementgewölbe und Terrazzoboden	14.83	12.98	19.33	16.40
Rabitz-Gewölbe und Asphaltboden	21.28	19.88	24.08	22.52
Rabitz-Gewölbe und Terrazzoboden	17.28	15.88	20.08	18.52

Die Decken der Räume im neuen Verwaltungs-Gebäude und in den Zollexposituren sind gewöhnliche Balkendecken mit Blind- und Parkettboden aus Eichenholz, das Gleiche wird in dem seiner Zeit zu errichtenden Hauptzollamtsgebäude der Fall sein; nur die Decken der Kanzleizimmer im Anbaue der Lagerhäuser Nr. 19 und 26 sind mit auf Eisentraversen gespannten Ziegelgewölben construirt.

Ich komme nun zur Dacheindeckung. Auch hier war ursprünglich die landesübliche Eindeckung, d. h. hölzerner Dachstuhl mit Flach- und Hohlziegeln (Coppi) und einer Reschenneigung von 40 *cm* pro Meter in Aussicht genommen. Da aber angestellte statische Berechnungen ergeben haben, dass diese Eindeckung vermöge ihres Eigengewichtes die fixirte und ofterwähnte Maximal-Bodenbelastung überschritten haben würde, so musste eine leichtere Eindeckungsart in's Auge gefasst werden. Zu dem Ende sind eingehende Studien angestellt worden, deren Ergebnis darin gipfelte, die Holzzementeindeckung anzuwenden, wobei jedoch mit Rücksicht auf die sehr bedeutenden Temperaturschwankungen im Jahre, die auf einen hölzernen Unterbau, mithin auch auf die Holzzementeindeckung ungünstig einzuwirken vermocht hätten, eine eiserne Unterlage zu Grunde gelegt ward.

Nachdem es sich um eine völlige Neuerung für Triest handelte und überdies die landesübliche Eindeckungsart zu allen Zeiten sich immer praktisch bewährt hat, kann es nicht Wunder nehmen, wenn von mancher Seite Bedenken gegen die Holzzementeindeckung laut wurden. Die von dieser, besonders im vorliegenden Falle zu Tage tretenden Vortheile aber waren zuletzt ausschlaggebend, und ward demnach dieselbe angenommen und genehmigt. Die Vortheile sind:

1. Feuerfeste Eindeckung,
2. Leichtere Konstruktion,
3. Umstaltung des zum Einlagern nicht geeigneten Dachgeschosses zu einem förmlichen zum Waarenbelag benützbaren Stockwerke, und zwar, in Folge des schwachen Gefälls, durch Erhöhung der Umfassungsmauern um nur 1·5 *m*, und folgerichtig
4. erhöhtes Erträgnis bei ganz unbedeutenden Mehrkosten;
5. sanftes Abfließen des Tagewassers, mithin ein Ueberlaufen der Dachrinnen bei sehr oft eintretendem Gussregen verhindert;
6. wirksamster Abschluss des obersten Stockwerkes gegen Temperaturwechsel;
7. wird den Borastürmen der Angriffspunkt nahezu gänzlich entzogen (die Bora streicht unter einem Winkel von 10° gegen den Horizont);
8. schönere äußere Gestaltung und Ausbildung der Dächer.

Die Holzzementeindeckung hat übrigens ihre Feuerprobe bereits glänzend bestanden, namentlich im Verlaufe der vergangenen Wochen, wo wir mit ganz abnormalen Witterungsverhältnissen zu kämpfen hatten, in Folge deren die Arbeiten durch 45 Tage leider feiern mussten.

Die eiserne Unterlags-Konstruktion besteht aus gewalzten Haupt- und Nebenträgern, welche auf dieselbe Weise angeordnet sind, wie bei den Deckenkonstruktionen der Hangars Nr. 6 und 17, beziehungsweise der übrigen Objekte. In jenen zwei Hangars bildet Trägerwellenblech die eigentliche Unterlage, dessen Wellen gleichfalls mit Zementkalk-Beton ausgefüllt sind; in allen anderen Lagerhäusern habe ich 4 *cm* starke, auf die Nebenträger aufgelagerte Monierplatten in Anwendung gebracht.

Zur Eindeckung sind 1 Lage Asphaltplatten und 3 Papierlagen mit 4maligem Holzzementanstrich verwendet worden; die darauf lagernde Kieslage ist 10 *cm* stark, das Gefälle beträgt 5 *cm* pro Meter.

Auch hier sei nachstehend eine vergleichende Tabelle der Kosten pro m^2 Dacheindeckung beigegeben.

Eindeckungsart	Kosten d. Eindeckung			Anmerkung
	mit 5 m lang. Trägern	mit 10 m lang. Trägern		
	fl.	fl.	fl.	
Landesübliche	—	—	6.30	Hölzerner Dachstuhl. Flach- und Hohlziegeln.
Holzzement mit Trägerwellenblech	8.75	8.44	—	Inclusive der Kosten für die Erhöhung der Umfassungsmauern.
Holzzement mit Monierplatten	10.91	10.60	—	Inclusive der Kosten für die Erhöhung der Umfassungsmauern.

Bezüglich der Dacheindeckung habe ich noch beizufügen, dass in Anbetracht der faktischen Bodenbelastung das neue Verwaltungs- und Central-Maschinengebäude sowie die Zollexposituren auf landesübliche Weise eingedeckt sind; für das neue Hauptzollamtsgebäude ist, mit Rücksicht

auf dessen hervorragende Lage am Bahnhofsplatze, vorläufig die Eindeckung mit Zinkblech in Aussicht genommen.

Durch die ausgeführte Deckenkonstruktion und Holzzement-Eindeckung wurden hinsichtlich der Bodenbelastung die folgenden Ergebnisse erhalten. Es beträgt die Bodenbelastung in den Hangars nur 0·75 *kg* und in den Lagerhäusern 0·93 *kg* im Entgegenhalte zur normirten Maximal-Bodenbelastung von 1 *kg* pro cm^2; es ist aber hier beizufügen, dass die Fundamentanlage, die ich nun besprechen werde, allerdings einen nicht unwesentlichen Antheil an diesem Ergebnisse hat.

Ich bespreche nun die Fundirung, und zwar zunächst jene der fertigen und bereits im Betriebe stehenden oder nahezu fertigen Lagerhäuser, mithin jener Objekte, in welchen kein Kellergeschoss angelegt ist.

In Anbetracht der ofterwähnten Untergrundverhältnisse am neuen Hafen und in Hinblick auf den Umstand, dass dieselben in größerer Bodentiefe nur um so ungünstiger werden, ward grundsätzlich festgestellt, die Fundamentsohle möglichst seicht anzulegen, und zwar im Allgemeinen in einer Tiefe von 1·60 *m* unter dem Niveau des natürlichen Bodens. Um aber diesen nicht allzuviel, in keinem Falle aber über das normirte Maximalmaß zu beanspruchen, musste selbstverständlich das Augenmerk dahin gerichtet werden, die gegebene Gesammtlast eines Lagerhauses auf eine entsprechend breite Fundamentsohle zu vertheilen, hiebei aber die Absätze des Fundamentaufbaues in statisch noch zulässigen Grenzen zu dimensioniren. Und da auf Grund der Berechnung sich herausgestellt hat, dass zu diesem Ende die Anlage einer durchlaufenden Betonschichte, deren Stärke bei den Hangars mit 0·85 und bei den Lagerhäusern mit 1·20 *m* bemessen wurde, sich unerläßlich zeigte, so ist dieselbe überall ausgeführt worden.

Auf die Betonschichte ist das Fundament-Mauerwerk aufgeführt. Jenes für die Umfassungsmauern besteht aus drei mit großen Bruchsteinen in Santorinmörtel hergestellten Schichten, jenes für die freistehenden Pfeiler aus vier Schichten, wovon die erste, auf den Betonkörper liegende, aus großen Sandsteinplatten, die übrigen drei wie bei den Umfassungsmauern.

Da die Fundamentsohle seicht angelegt worden ist, konnten die Wände der Fundamentgruben unbedeutend abgeböscht werden. Letztere sind in Betonhöhe und auf das vorgeschriebene Maß mit einem ungefähr 15 *cm* starken, ganz trocken und ordinär ausgeführten Gemäuer abgeschlossen und hienach die durchlaufenden Betonkörper schichtenweise eingeschüttet und festgestampft worden.

Wie aus dem Angeführten zu ersehen ist, waren die Fundirungen mit keinen Schwierigkeiten verbunden. Eine Ausnahme hievon bilden die Lagerhäuser Nr. 18 und 19, bei deren Fundirung auf einen alten Molo gestossen ward; dieselben hätten demnach auf ungleichartigen Boden fundirt werden müssen und zu diesem ungünstigen Umstande gesellte sich der weitere nicht minder ungünstige, dass die Richtung jenes Molos die beiden in Rede stehenden Lagerhäuser schräg durchkreuzte. Um einen gleichartigen Untergrund zu erzielen, hätte man den alten Molo, soweit dieser unter erwähnten zwei Objekten lauft, bis auf den natürlichen Meeresboden abtragen und durch eine Anschüttung ersetzen müssen; da aber die vorgenommenen Erhebungen ergeben hatten, dass dies nur mit empfindlichen Geldopfern bewirkt werden konnte, so musste jenes allerdings radikale Mittel aufgegeben und dafür getrachtet werden, die Ungleichartigkeit des Unterbodens möglichst zu vermindern. Zum Theil ist dies dadurch erreicht worden, dass man den Molo ungefähr bis auf 0·50 *m* unter dem Meeresspiegel aufreißen und an dessen Stelle eine Aufschüttung mit kleinem Steinmaterial schichtenweise bewirken liess. Hierauf wurde die durchlaufende Betonschichte über der Anschüttung ausgeführt, und durch diesen Vorgang und den Umstand, dass der Santorinbeton erst nach ungefähr zehn Wochen jenen Erhärtungsgrad gewinnt, der die Inangriffnahme des Aufbaues zulässt, hat man dem Aufschüttungskörper ungefähr 18 Wochen Zeit gegeben, um eine gewisse Setzung durchmachen zu können. In Hinblick auf die ungünstigen Bodenverhältnisse des vom erwähnten Molo nicht okkupirten Untergrundes begann man mit dem Aufbau vorerst nur über dem bewirkten Aufschüttungskörper, während der übrige Theil erst einige Zeit später in Angriff genommen wurde. Dieser Vorgang ward in der Gesammthöhe der beiden Objekte beibehalten und vorsichtshalber das aufgehende Mauerwerk vom ersten Stock an mit Ziegeln ausgeführt.

Bedeutend größere Schwierigkeiten sind bei Fundirung des Central-Maschinengebäudes für die hydraulische Einrichtung zu Tage getreten, und zwar zum Theil der Bodenverhältnisse, zum großen Theil der starken Meeresfluth wegen, die wir in den letzten zwei Monaten erlebt haben. Man ist zunächst auf einen dreifachen, aus großen Blöcken bestehenden Steinwurf gestossen, der in den Grenzen des Gebäudes auch mit Rücksicht auf die Fundirung der Pumpmaschinen durch Hebung mit Krahnen entfernt werden musste. Weit schwieriger war die Fundirung des 46 *m* hohen Schornsteines. Beim Aufdecken des Bodens hat in Nullwasserhöhe sich gezeigt, dass die Fundirung an der projektirten Stelle zum Theil auf alten schlammigen Meergrund, zum Theil auf gewachsenen Boden gefallen wäre. Mit Rücksicht auf die vorbeiziehenden Geleise zum und vom Rangirbahnhof hat man zunächst versucht — um das wichtige Objekt auf gleichartigen Grund fundiren zu können — durch Ausbaggerung des Schlammes den festen Meergrund zu erreichen, denselben vorweg auszugleichen und hierauf die Betonirung vorzunehmen. Wegen der relativ bedeutenden Wassertiefe, mehr aber noch in Folge des starken Wasserzudranges sind zwei Spundwände errichtet und zwei kräftige Centrifugalpumpen aufgestellt worden, man hat nachtsüber bei elektrischer Beleuchtung des Bauplatzes mittelst zweier Bogenlampen gearbeitet, doch alles umsonst. Mithin ist man in die Zwangslage gekommen, den Schornstein landseits soweit zu verschieben, dass die Fundamentsohle durchgehends auf gewachsenen Boden falle. In Anbetracht jedoch des steil abfallend zum Vorschein gekommenen Untergrundes mussten behufs Anlage einer möglichst horizontalen Fundamentsohle abermals doppelte Spundwände und zwei Centrifugalpumpen zur Anwendung kommen und zur Sicherheit des nächstliegenden Geleises

sogar eine Stützmauer errichtet werden. Durch Anspornung aller Kräfte und in Folge eines etwas günstigeren Wasserstandes in der allerletzten Zeit ist es gelungen, der Schwierigkeiten Herr zu werden und die Fundirung zu vollenden. Diese ist bis auf 2 *m* Höhe mit Portlandzement-Beton, von da bis zum natürlichen Boden mit großen Sandsteinplatten bewirkt worden.

Bezüglich der Fundirung des großen Lagerhauses Nr. 26 habe ich bereits früher erwähnt, dass dieselbe mit Piloten ausgeführt wird. Jedoch auch dort zeigen sich Schwierigkeiten insoferne, als beim Aushub im linksseitigen Theile die unerwartete Erscheinung zu Tage getreten ist, dass man auf ungefähr 1·20 *m* durchschnittliche Tiefe unter Nullwasser auf festen, jedoch stark abfallenden Grund gestossen ist, demnach eine Spitzfundirung dort entbehrlich wird, dafür aber Spundwände zur Anwendung kommen müssen, um den Untergrund zur Aufnahme des Fundamentes möglichst horizontal zurichten zu können. Einem nun im Zuge begriffenen Studium bleibt es vorbehalten, eine entsprechende Fundirungsart für den Uebergang der Gründung auf gewachsenen Boden zu jener mit Piloten zu ermitteln.

Bei den Piloten ist eine Maximalbelastung von 35 *kg* pro Quadrat-Centimeter zu Grunde gelegt; der Rost wird mit 21/26 *cm* Hölzer ausgeführt, dessen Felder mit Bruchsteinen in Portlandzement-Mörtel ausgemauert. Auf den Rost werden zwei je 50 *cm* starke Betonschichten aufgetragen und auf diese das aufgehende Mauerwerk, bezw. die freistehenden Pfeiler errichtet werden. Ich bemerke hiebei, dass nur die durchgehenden, mithin die Gang-, Stiegen- und Feuermauern, die vom Kellergeschoß bis zum, bezw. über das Dach aufsteigen, auf durchlaufende, die Pfeiler und Umfassungsmauern hingegen, auf pfeilerartige Spitzfundirungen aufgebaut werden.

Bei dem in Rede stehenden Lagerhause wird, abweichend von allen anderen, Portlandzement-Beton aus dem Grunde verwendet werden, weil im vorliegenden Falle dessen Inanspruchnahme (11 *kg* pro Quadrat-Centimeter) eine bedeutend größere ist und weil einschlägige Versuche ergeben haben, dass jener Beton eine weit größere Druckfestigkeit als der Santorinbeton besitzt, so musste der erstere, trotz der um mehr als 100% höheren Kosten, unbedingt zur Anwendung kommen, allerdings mit noch zulässig reduzirten Dimensionen sowohl der Stärke, als auch der Breite nach.

Da der mit zwei Gewölben zugedeckte Lauf des in's Meer sich ergießenden Wildbachs — Torrente Martesin benannt — das Lagerhaus Nr. 26 schräg durchgeschnitten hätte, so musste aus Stabilitätsrücksichten jener Lauf abgelenkt, und zwar in normaler Richtung zu den Längs-Umfassungsmauern und andererseits die Ablenkung so angeordnet werden, dass die längs dem abgelenkten Laufe liegenden Pfeiler des Lagerhauses auf dem Mittelpfeiler, beziehungsweise auf den beiden Widerlagern aufstehen. Es mussten demnach sowohl ersterer als auch letztere an den betreffenden Stellen gleichfalls mit Pfahlrost fundirt werden. Ein zweiter Umstand bezieht sich auf die Vorkehrung gegen das Eindringen des Seewassers in das Kellergeschoß. Gegen das seitliche Eindringen wird rings um das Lagerhaus in entsprechender Tiefe ein Isolirkanal, 60 *cm* im Lichten weit und 1·60 *m* hoch, aus Ziegelmauerwerk mit einseitigem Verputz mit Portlandzement-Mörtel und Betonsohle und nebstdem mit einer Lehmhinterfüllung ausgeführt werden. Gegen das Aufsteigen des Seewassers wird unter dem Asphaltboden ein stehendes Ziegelpflaster in Portlandzement-Mörtel, das auf einer 15 *cm* starken Betonschichte liegen wird, hergestellt werden; die Fundamentmauern werden in entsprechender Höhe mit Asphaltplatten belegt.

Die Fundirung des neuen Verwaltungsgebäudes ist gleichfalls mit einer durchlaufenden, 85 *cm* starken Schichte aus Santorinbeton und mit drei Schichten Bruchsteinmauerwerk bewirkt worden; die Fundamentmauern sind ebenfalls mit Asphaltplatten belegt. Die Fundirung der Zollexposituren dagegen ist mit gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk in Santorinmörtel und entsprechender Breite ausgeführt.

Betreffs der Fundirung des seinerzeit zu errichtenden Hauptzollamts-Gebäudes sind noch Studien im Zuge, und zwar mit Hinblick auf den erschwerenden Umstand, dass jenes Gebäude zum Theil auf die erst zu bewirkende Verlängerung eines zweiten, mit drei Gewölben à 5·7 *m* lichter Spannweite zugedeckten und sich in's Meer ergießenden Wildbaches, zum Theil auf die bereits vor 35 Jahren bewirkte Aufschüttung und zum Theil auf die nun in Ausführung begriffene Anschüttung hinter dem neuen Bassin IV zu errichten sein wird.

Ich habe bereits früher darauf hingewiesen, dass das Tagmauerwerk größtentheils mit Bruchsteinen ausgeführt ist. Es erübriget mir hier noch beizufügen, dass die äusseren Ansichtsflächen der Umfassungsmauern der Lagerhäuser bis in Stockwerkshöhe, ferner das Sockelmauerwerk der Zollexposituren und die Verlade-Bahnsteige in regelmäßigen unverputzten, jedoch mit Portlandzement-Mörtel verfugten Schichten ausgeführt sind. Die inneren Ansichtsflächen sämmtlicher Lager- und Manipulationsräume sind rauh belassen bis auf 1·25 *m* über dem Fussboden, von da aus durchgehends verputzt, alle übrigen Mauern sind mit beiderseitigem Verputz versehen.

Hier angelangt, sei mir gestattet, einige Worte über die Setzungen zu sprechen; es wird daraus ersehen werden, dass, indem man auf Setzungen im Vorhinein gefasst sein musste, durch die Anlage der durchlaufenden Betonschichte wenigstens der Vortheil gleichförmiger Setzungen gewärtigt werden konnte. Dies ist auch so ziemlich erreicht worden. Da die Höhe der Verlade-Bahnsteige bekanntlich durch das Normal-Ladeprofil bedingt ist, so war die Aufgabe zu lösen, die zu gewärtigenden Setzungen möglichst im Vorhinein und so zu bestimmen, dass nach deren Verlaufe jene Höhe nahezu erreicht werde. Ein besonderer Zufall hat mich zu einer ziemlich befriedigenden Lösung geführt. Beim Baue der ersten vor 11 Jahren ausgeführten Lagerhäuser war mir nämlich als Bauleiter der damaligen Bauunternehmung die Gelegenheit geboten, reichliche Erfahrungen in Bezug auf Setzungen am neuen Hafen zu sammeln; auf jene Erfahrungen fussend, ist es mir möglich gewesen, die zu erwartenden Setzungen ziemlich zutreffend im Vorhinein festzustellen.

In Betreff der Verschlüsse erwähne ich, dass aus manchem Grunde auf Schubthore verzichtet wurde; die Hangars sind meerseits mit Rollläden und vergittertem und verglastem Oberlichte versehen; die auf den Gängen angebrachten Eingangsthüren zu den einzelnen Abtheilungen sind aus starkem Eisenblech; alle anderen Thore sind zum Theil mit vergittertem und verglastem Oberlichte versehen und aus weichem Holz mit äusserer Verkleidung aus Hartholz angefertigt.

Da es sich um die Errichtung eines Freigebietes, also eines beschränkten Freihafens handelte, so musste selbstverständlich das Freigebiet einen Abschluss gegen das Zollgebiet erhalten. Ursprünglich war beabsichtigt, einen gemauerten Abschluss zu errichten; bei den hierüber gepflogenen Verhandlungen haben jedoch die Vertreter des Stadtrathes gegen einen massiven Abschluss im Zuge der Miramar-Straße und der stadtseitigen Strecke Vorstellungen eingebracht und Namens der Stadt dem Wunsche Ausdruck gegeben, die Einfriedung des Freigebietes im Zuge jener zwei Strecken solle durch einen vergitterten Abschluss erfolgen. Diesem Wunsche ist hohenorts Folge gegeben worden, und kommt mithin nur längs dem Südbahnhofe eine massive Abschlussmauer zur Errichtung.

Je nach den örtlichen Verhältnissen ist letztere 3 oder 4 *m* hoch, aus Bruchsteinschichten-Mauerwerk mit unverputzten, jedoch verfugten Ansichtsflächen ausgeführt und mit Deckplatten aus Sandstein versehen. Um die Eintönigkeit zu unterbrechen, sind in Abständen von rund 6 *m* 5 *cm* vorspringende und 60 *cm* breite Lesenen angeordnet.

Der vergitterte Abschluss (Taf. XXXVII, Fig. 10) besteht aus einer rund 1 *m* hohen und 50 *cm* starken Parapetmauer, die auf Santorinbeton fundirt und aus Bruchsteinen ausgeführt, gegen die Miramar-Straße mit zugearbeiteten Steinen in regelmäßigen Schichten verkleidet und mit einer auf beiden Seiten abgekanteten Deckplatte bekrönt ist. Auf letztere sind in Abständen von 4·46 *m* quadratische, mit entsprechendem Kapitäl verzierte Pfeiler aufgestellt, zwischen welchen der vergitterte 2·20 *m* hohe Abschluss eingelassen ist, der aus einem Geländer und einem Drahtnetze mit 4 *cm* Maschenweite besteht. Sowohl die Mauerverkleidung, als auch die Deckplatte und die Pfeiler sind aus rein bearbeitetem Kalkstein. Diese Abschlussstrecke hat eine Länge von rund 1300 *m*. Ein so gestalteter Abschluss wird seinerzeit auch im Zuge vom Bahnhofsplatze bis zum Canal Grande, d. h. hinter dem neuen Bassin IV errichtet werden.

Wie bereits eingangs angedeutet, musste für das Freigebiet auch die Anlage einer entsprechenden Nutz- und Trinkwasserleitung in's Auge gefasst, bezw. die bereits bestehende, jedoch in beschränkten Dimensionen angelegte Wasserleitung in bedeutendem Maße erweitert werden. Die Hauptrohrstränge sind an bestimmten Stellen mit Ringleitungen verbunden; falls also in irgend einer Strecke ein Rohrbruch oder eine Unterbrechung stattfinden sollte, so ist durch die eine oder die andere Ringleitung die Möglichkeit geboten, bis nach Wiederinstandsetzung der defekt gewordenen Rohrstrecke das Wasser nach allen anderen Strecken frei und unbehindert zuleiten zu können.

Zur Erzielung einer größeren Sicherheit gegen Feuersgefahr, beziehungsweise um ein ausgebrochenes Schadenfeuer möglichst im Keime unterdrücken zu können, werden Abzweigungen mit Hydranten auch längs den offenen Galerien angeordnet und nebstdem die Nutz- und Trinkwasserleitung an etlichen Stellen mit der Druckleitung der hydraulischen Einrichtung derart verbunden werden, dass beide Leitungen nach dem Prinzipe der Wasserstrahlpumpe arbeiten können. Auch ist die eventuelle Einführung von automatischen Feueranzeigern in's Auge gefasst.

Die Nutz- und Trinkwasserleitung wird nach deren Fertigstellung eine Gesammtlänge von 7 *km* haben; die in voller Ausführung begriffenen Arbeiten sind der Alpinen Montangesellschaft übertragen worden.

Zur Entwässerung der Anlagen war ursprünglich ein Kanalnetz nicht nur in Aussicht genommen, sondern auch durch die Konzessionsakte vorgeschrieben worden. Angesichts der sehr bedeutenden Kosten und in Anbetracht, dass die bereits bei Errichtung der alten Lagerhäuser angelegten Sickerschächte den besten Erfolg aufweisen, ist deren Anlage längs den Straßensäumen in Abständen von ungefähr 20 *m* genehmigt worden. Auf jene Säume sind cunettartig angearbeitete Platten, die das Tagwasser den Sickerschächten zuleiten, verlegt.

Bezüglich der Besprechung der hydraulischen Einrichtung will ich einem andern Herrn Collegen nicht vorgreifen, auch würde es mich zu weit führen, wollte ich die hochinteressante Anlage des Näheren beleuchten. Ich werde mich demnach kurz fassen und nur eine allgemeine Uebersicht geben.

Hinsichtlich der Entstehung des Projektes sei es mir gestattet, zu erwähnen, dass ich eine Studienreise nach Berlin, Bremen und Hamburg unternommen habe, um einerseits die neuesten Fortschritte in den in Rede stehenden Einrichtungen durch Augenschein näher kennen zu lernen, andererseits um auf Grundlage eigener Wahrnehmungen über Anlage und Betrieb Anhaltspunkte zur Aufstellung bestimmter, für unsere Verhältnisse passender Vorschläge zu gewinnen.

In Anbetracht, dass nur das Zweckentsprechendste ins Auge gefasst werden sollte, wäre es meines Erachtens ganz gewiss nicht angezeigt gewesen, die Bewerber an ein bestimmtes, wenn auch gründlich durchdachtes und ausgearbeitetes Detailprojekt zu binden, d. h. auf diese Unterlage hin eine Submission auszuschreiben.

Mein Vorschlag lautete daher dahin: das technische Bureau soll ein Programm-Bedingnissheft zur Richtschnur der Bewerber aufsetzen und als Unterlage dazu ein ganz generelles Projekt beigeben und mit Zugrundelegung jenes Programmes soll eine beschränkte Konkurrenz ausgeschrieben, d. h. es sollen nur anerkannt tüchtige und leistungsfähige Fabriken und Firmen, die sich speciell mit hydraulischen Einrichtungen befassen, eingeladen werden, selbst das Detailprojekt auszuarbeiten und mit einer begründeten Denkschrift über die Gesammtanlage und die vorgeschlagenen Dispositionen nebst Kostenanschlag an einem bestimmten Tage der Lagerhaus-Direktion vorzulegen. Die so eingereichten Projekte sollen dann eingehend geprüft und begutachtet werden und das nach jeder Richtung hin als geeignetst befundene

zur Annahme vorgeschlagen werden. Es sprachen mehrere Gründe für ein solches Vorgehen, unter Anderem:

1. Es wird dadurch ein Wettkampf zwischen den theilnehmenden Firmen wachgerufen, der ja nur das Nützlichste und Praktischeste zu Tage fördern kann;

2. dadurch, dass den Bewerbern selbst die Ausarbeitung des Detailprojektes obliegt und sie nicht verhalten werden, auf ein im Vorhinein ausgearbeitetes Projekt zu offeriren, kommen der Ehrgeiz, der Ruf und das Interesse der Bewerber in höherem Maße in's Spiel, wobei eben nur die Sache profitiren kann;

3. es lässt sich in das anerkannt beste Detailprojekt eventuell manches Vorzüglichere anderer Projekte aufnehmen, und so das schon wegen seiner Vorzüglichkeit preisgekrönte Detailprojekt noch mehr vervollkommnen.

Der von mir gemachte Vorschlag wurde von der Direktion angenommen und hierauf vom hohen Handelsministerium genehmigt.

Auf Grund der beschränkten Konkurrenz-Ausschreibung sind sechs Projekte, beziehungsweise Offerte eingelaufen, und nach deren eingehender Prüfung und Würdigung ist die gesammte hydraulische Einrichtung einem inländischen Konsortium bestehend aus der Alpinen Montangesellschaft und den Firmen: Baron Ringhoffer in Smichov, Maschinen-Aktiengesellschaft vormals Breitfeld, Danek & Co. in Carolinenthal und E. Skoda in Pilsen übertragen worden.

Nach gänzlicher Fertigstellung wird unsere hydraulische Einrichtung am neuen Hafen nachstehende Vorrichtungen umfassen:

52 Stück Krahne, davon 50 bewegliche und zwei feststehende; von den ersteren haben 48 eine Tragkraft von 1500 *kg* und zwei eine dreifache Lastabstufung von 1000, 2000 und 3000 *kg*; ferner

85 Stück Aufzüge, wovon 69 Stücke mit dreifacher Lastabstufung von 600, 800, und 1200 *kg* und 16 Stück mit einer Tragkraft von 1200 *kg* und

24 Stück Spills à 1500 *kg*, davon 22 Stück feststehende und 2 Stück bewegliche.

Der neue Hafen, beziehungsweise das Freigebiet wird also ziemlich reichlich mit hydraulischen Hebe- und sonstigen modernen Vorrichtungen ausgerüstet sein und gibt Tabelle *E* in dieser Hinsicht einen Vergleich mit anderen Seehäfen.

Ich erwähne noch, dass Studien im Zuge sind, um eine entsprechende hydraulische Vorrichtung zur Ent- und Verladung der Kohlen aufzustellen; auch ist in Aussicht genommen, am neuen Bassin IV einen feststehenden oder einen schwimmenden Krahn von 20—30 Tonnen Tragkraft in Ausführung zu bringen.

Gestatten Sie mir noch wenige Worte über die Art der Verlegung der Druck- und Rückleitungen. Ursprünglich war beabsichtigt, dieselben in gemauerten Kanälen zu verlegen; in Anbetracht jedoch, dass deren Herstellung eine bedeutende Geldsumme erfordert hätte, ward beschlossen, die Rohrleitungen ganz einfach in natürlichen Boden auf 1·25 *m* Tiefe zu verlegen, was auch so im Programm-Bedingnissheft aufgenommen worden ist. Nach erfolgtem Zuschlag der hydraulischen Einrichtung ist diese Frage noch einmal in Anregung gebracht und erörtert und hierauf endgiltig beschlossen worden, die Rohrleitungen in gemauerte Kanäle zu verlegen, und zwar in Anbetracht der, obwohl mit empfindlichem Geldopfer verbundenen, damit zu erzielenden Vortheile. Diese sind so bekannt, dass Sie es mir wohl erlassen werden sie anzuführen.

Die Kanäle erhalten zwei Querschnitte: unter den Straßen sind dieselben eingewölbt, 1·30 *m* im Lichten breit und 2·15 *m* hoch vom natürlichen Boden bis zur Kanalsohle; unter den Ufermauern und Geleisen sind dieselben im Niveau mit Platten eingedeckt, 0·90 *m* im Lichten weit und 1·90 *m* hoch. Die Kanalsohle ist mit Portlandzement-Beton, die Widerlager und Gewölbe sind aus Ziegeln in Portlandzement-Mörtel, erstere inwendig verputzt, die Platten aus Sandstein hergestellt. Die Gesammtlänge der Kanäle beträgt rund 5 *km*; deren Herstellung ist im vollen Zuge begriffen.

Die elektrische Beleuchtung, deren Besprechung ich einem andern Herrn Collegen überlassen muss, wird mit 100 Bogenlampen à 1000 und 2000 Normalkerzen und 4000 Glühlampen à 16 Normalkerzen bewirkt werden. Dieselbe ist den vereinigten Firmen Kremenetzky, Meyer & Co. in Wien und E. Skoda in Pilsen übertragen worden.

Zum Schlusse sei es mir gestattet, noch einige Worte über die Ausführung der Arbeiten zu sprechen.

Dieselben sind am 5. Juni 1888 in Angriff genommen und sind — bis auf Hangar Nr. 25 und das große Lagerhaus Nr. 26 — sämmtliche zum Einlagern bestimmten Gebäude fertiggestellt worden und obwohl der für Triest sehr strenge und anhaltende Winter dieses Jahres einen bösen Strich durch das Bauprogramm, insbesondere für die Central-Maschinenanlage, gezogen hat, so hege ich doch die Zuversicht, dass das Ganze rechtzeitig vollendet werden wird. Und da ich der abnormen Witterungs-Verhältnisse abermals gedacht habe, so dürfte es interessiren, zu erfahren, welche Wirkungen das Unwetter geäußert hat. Erfreulicherweise kann ich mittheilen, dass, trotzdem die Bora anhaltend mit der Geschwindigkeit von 135 *km* pro Stunde getobt hat, bis auf eine streckenweise Deformation zweier Dachrinnen der Lagerhäuser Nr. 7 und 10, keine anderen Beschädigungen zu Tage getreten sind.

Trotz der entfalteten regsten Bauthätigkeit auf der relativ nicht allzuviel ausgedehnten Baustelle, ist der gesammte Verkehr, also der See- und Bahnverkehr, sowie jener mit Fuhrwerken, nicht gehemmt und noch weniger gestört worden. Dies ist dem energischen und umsichtigen Vorgehen aller dabei betheiligten Faktoren zu verdanken.

Sämmtliche Materialien — bis auf die Santorinerde, — wurden vom Inlande bezogen.

Zum Schlusse mögen noch einige Angaben über die Baukosten der Gesammtanlage folgen. Nach den betreffenden Kostenüberschlägen, beziehungsweise Lieferungs-Verträgen beziffern sich die Baukosten wie folgt:

Vergleichende Tabelle E

der Hebevorrichtungen in den bedeutendsten Seehäfen des europ. Kontinents.

Hafen	Krahne	Aufzüge	Winden	Spills	Zusammen
Amsterdam	31 à 1500 *kg*	—	—	—	
"	1 à 20000 "	—	8 à 1500 *kg*	10 à 750—1500 *kg*	
"	1 à 30000 "	—	—	—	
	33		8	10	51
Antwerpen					
a) längs den Bassins	48 à 750—1500 *kg*	—	—	30 à 1000 *kg*	
" " "	1 à 700—2000 "	—	—	15 à 5000 "	
" " "	2 à 40000 *kg*	—	—	1 à 11000 "	
" " "	1 à 120000 *kg*	—	—	—	
	52			46	
b) Maison hanseatique	4 à 1000—2000 *kg*	—	—	—	
c) Compagnie des entrepôts	10 à 900 *kg*	7 à 1400 *kg*	—	—	
	66	7		46	119
Bremen					
a) Freigebiet	47 à 1500 *kg*	—	—	—	
"	1 à 4000 "	20 à 1500 *kg*	20 à 1500 *kg*	—	
"	1 à 10000 "	—	—	—	
	49	20	20		
b) Niederlagsgebäude	1 à 800 "	—	—	—	
"	1 à 2000 "	—	—	—	
"	1 à 24000 "	—	—	—	
	3				
c) in den Hangars	2 à 1000 "	—	—	5 à 1200 *kg*	
" " "	6 à 1500 "	—	—	1 à 1500 "	
" " "	4 à 2000 "	—	—	—	
	12			6	
d) Sicherheitshafen	4 à 2000 "	—	—	2 à 1500 *kg*	
	68	20	20	8	116
Bremerhafen					
Handkrahne	8 à 1200 *kg*	—	—	—	
Dampfkrahne	1 à 12000 "	—	—	—	
"	1 à 100000 "	—	—	—	
	10				10
Genua	42 à 1500 *kg*	—	—	3 à 1000 *kg*	
"	2 à 10000 "	—	—	—	
	44			3	47
Geestemünde	11 à 1500 *kg*	—	—	—	
"	2 à 750 "	—	—	—	
"	1 à 2000 "	—	—	—	
	14				14
Hamburg	63 à 300—1500 *kg*	—	—	—	
"	12 à 750 *kg*	—	—	—	
"	4 à 1000 "	62 à 1200 *kg*	190 à 600 *kg*	—	
"	18 à 1500 "	—	—	—	
"	2 à 5000 "	—	—	—	
	99	62	190		
Dampfkrahne	130 à 1500 *kg*	—	—	—	
"	1 à 150000 "	—	—	—	
	131				
Handkrahne	72 à 500—800 *kg*	—	—	—	
	302	62	190		354
Havre	20 à 750—1250 *kg*	—	—	—	
"	4 à 1500—3000 "	—	—	16 à 750—1000 *kg*	
"	4 à 3000—5000 "	—	—	—	
	28			16	44

(Fortsetzung nächste Seite.)

Hafen	Krahne	Aufzüge	Winden	Spills	Zusammen
Lissabon (in Bau)	30 à 750—1500 kg	—	—	40 à 1500 kg	
" "	2 à 10000 kg	—	—	—	
	32			40	72
Marseille	30 à 1000 kg	—	—	—	
"	16 à 1250 "	—	—	—	
"	17 à 1000 u. 3000 kg	8 à 1500 kg	—	41 à 750 kg	
"	27 à 1250—3000 kg	9 à 1250 "	—	—	
"	1 à 120000 kg	—	—	—	
	91	17		41	149
Rotterdam Dampfkrahne	42 à 1500—3000 kg	—	—	—	
"	1 à 10000 kg	—	—	—	
"	1 à 20000 "	—	—	—	
"	1 à 25000 "	—	—	8 à 1500 kg	
"	1 à 30000 "	—	—	—	
"	1 à 60000 "	—	—	—	
"	1 à 100000 "	—	—	—	
	48			8	56
Triest	40 à 1500 kg	53 à 600—1200 kg	—	20 à 1500 kg	
"	2 à 1000—3000 kg	17 à 600—1200 " *)	—	4 à 1500 " *)	
"	10 à 1500 kg *)	15 à 600—1200 " **)	—	—	
	52	85		24	161
Venedig	16 à 1500 kg	—	—	2 à 400 kg	
"	1 à 6000—12000 kg	—	—	3 à 800 "	
"	1 à 10000—20000 "	—	—	—	
	18			5	23

*) Auf das im Bau begriffene Bassin IV. — **) In den alten einstens neu zu reconstruirenden Lagerhäusern.

a) Hangars und Lagerhäuser (exclusive die am Bassin IV zu errichtenden) und die Spiritus-Magazine	fl. 6,431.800	
b) Verwaltungs-Gebäude	" 112.500	
c) Provisorisches Zollamt	" 21.000	
d) Neues Hauptzollamts-Gebäude	" 100.000	
e) Zollexposituren und freistehende Aborte	" 25.000	
f) Central-Maschinengebäude	" 222 500	
Hochbauten zusammen		fl. 6,912.800
g) Hydraulische Einrichtung		" 1,090.000
h) Kanäle für die Rohrleitungen		" 215.000
i) Elektrische Beleuchtung		" 167.000
k) Nutz- und Trinkwasserleitung		" 71.000
l) Abschluss		" 152.300
m) Straßen- und Nebenanlagen		" 174.900
n) Ausrüstungs-Gegenstände, Spiritus-Reservoirs		" 132.000
o) Verwaltungskosten		" 225.000
Insgesammt		fl. 9,140.000

mit dem Beifügen, dass, mit Rücksicht auf die am Bassin IV herzustellenden Anlagen, hiefür eine 4 % Anleihe von eilf Millionen Gulden aufgenommen wurde, die binnen 85 Jahren zu tilgen ist.

Es dürfte nicht uninteressant erscheinen, den Kostenpreis pro m^2 verbaute Fläche der Hauptgebäude zu erfahren hierüber beehre ich mich folgende Angaben zu machen:

a) Hangars mit offener Galerie	fl. 96.50
b) dto. ohne Galerie	" 95·60
c) Lagerhäuser ohne Keller, mit Erdgeschoss, 2 Stockwerken und Dachgeschoss	" 133·00
d) Lagerhaus Nr. 26 mit Keller, Erdgeschoss, 3 Stockwerken und Dachgeschoss	" 209·50
e) Spiritus-Magazine, 2stöckig	" 65·00
f) Verwaltungs-Gebäude	" 154·00
g) Central-Maschinengebäude	" 117 00

Hiebei soll bemerklich gemacht werden, dass bezeichnete Kostenpreise auf Grund der Ueberschläge ermittelt sind, in Anbetracht der erzielten Abgebote dürften jedoch dieselben nach Abwicklung der Baurechnungen sich um ungefähr 7 % billiger herausstellen.

Das Straßennetz hat eine Gesammtlänge von 6·27 km betreffs der Geleise und Nebenanlagen gibt nachstehend Tabelle Aufschluss.

Am neuen Hafen	Im Betriebe			
	Geleise	Weichen	Drehscheiben grosse 6 2 m	Drehscheiben kleine 4 5 m
	Kilometer	Stück		
a) Vor Beginn der Arbeiten für das Freigebiet	11·20	25	—	67
b) Nach Ausbau des Bassins IV	23·44	60	53	100
Am Rangirbahnhof	7·18	26	1*)	—
" Petroleumhafen	3 11	12	2	—
" Holzlagerplatz	2·85	9	—	3

*) Lokomotiv-Drehscheibe mit 14·65 m Durchmesser.

Ich habe noch beizufügen, dass der Petroleumhafen seit 23. Juli 1889 durch eine 3·59 *km* lange Schleppbahn mit dem Staatsbahnhofe in St. Andrea und der Uferbahn und durch diese sowohl mit dem neuen Hafen, als auch mit dem Südbahnhofe verbunden ist.

Indem ich Ihnen für die freundliche Aufmerksamkeit, mit der Sie meinen Ausführungen gefolgt haben, meinen verbindlichen Dank ausspreche, gestatten Sie mir schliesslich noch einen Wunsch zum Ausdrucke zu bringen. Unser Verein hat Oesterreichs einziges See-Emporium im Jahre 1882 gelegentlich einer Studienreise besucht, und zwar in erster Linie zur Besichtigung der großartigen, bekanntlich mit sehr großen Schwierigkeiten verbundenen und durch die Südbahn-Gesellschaft anerkanntermaßen meisterhaft ausgeführten Hafenanlage, ferner zur Inspizirung der alten Lagerhäuser sowie der damals bestandenen Ausstellungs-Gebäude. Mein Wunsch nun würde dahingehen, unser Verein wolle meine Vaterstadt abermals besuchen und mir die besondere Ehre erweisen, bei dieser Gelegenheit als Führer durch die Anlagen geleiten zu können.

Discussion.

Dipl. Ingenieur Kapaun richtet an den Vortragenden die Anfrage, welche Erfahrungen er auf seiner Studienreise über die Versicherung der Eisenkonstruktionen gegen Feuersgefahr in Lagerhäusern gemacht und wie er diese Erfahrungen bei der vorliegenden Ausführung zu verwerten gedenke.

Dr. Buzzi: Der geehrte Herr Vorredner hat auf meine Studienreise hingewiesen. Bekanntlich sind durch den im Lagerhause in der Kaiser Wilhelms-Straße in Berlin ausgebrochenen Brand namentlich die eisernen Stützsäulen in Mitleidenschaft gezogen worden. Es ist auch bekannt, dass diese Thatsache, die in technischen Kreisen zu nicht wenigen Erörterungen Anlass gab, sogar die deutschen Versicherungs-Gesellschaften veranlasste, bei Projektirung von Lagerhäusern maßgebend aufzutreten, namentlich war dies der Fall bei der Bremer Anlage, wo nur die Kellerpfeiler mit Klinker in Zementmörtel hergestellt sind, und die Decke mit Betongewölben zwischen I Träger derart ausgeführt ist, dass die Träger gänzlich eingehüllt sind, während in den oberen Stockwerken Stützen aus Eichenholz und die Bodenbalken aus Kiefernholz, alles glatt gehobelt, zur Verwendung gekommen sind. Erwähnter Unfall in Berlin ist auch von mir scharf in's Auge gefasst und in dem Maße gewürdiget worden, dass ich bei Einbringung des Vorschlages, die Decken nach dem System Monier auszuführen gleichzeitig auch den Antrag stellte, sämmtliche Eisenkonstruktionen in den Lagerräumen mit einer Ummantelung nach demselben System zu belegen. In Anbetracht jedoch der damit verbundenen, keineswegs unbedeutenden Gesammtkosten einerseits und in Berücksichtigung der in Aussicht genommenen anderweitigen Vorkehrungen gegen Feuersgefahr andererseits, hat meine Direktion, gleichwohl die Zweckmäßigkeit der Ummantelung anerkennend, beschlossen, diese Massregel vorläufig auf sich beruhen zu lassen und dieselbe zur geeigneteren Zeit durchzuführen. Meines Erachtens ist die Ummantelung schon aus dem Grunde eine wichtige, um nicht zu sagen eine unerlässliche Vorkehrung, weil erst nach deren Durchführung die Lagerhäuser von den Folgen großer Feuersverheerungen gänzlich geschützt sein werden. Der geehrte Herr Vorredner möge sich mithin versichert halten, dass diese Frage auch fernerhin mit allem Interesse verfolgt und nicht aus den Augen verloren gehen wird.

Baurath Ritter von Stach: Der geehrte Herr Vortragende hat erwähnt, dass die Entwässerung durch sogenannte Sickeranlagen bewirkt wird. Es ist dies jedenfalls sehr interessant und ich erlaube mir den geehrten Herrn Vortragenden zu bitten, uns darüber noch einige Mittheilungen zu machen. Insbesondere darüber, ob zwischen den eigentlichen Niederschlagswässern, das ist Regen- und Schneewässern und den Schmutz- und Abfallwässern und dem Unrathe ein Unterschied gemacht wird und in welcher Weise dies geschieht.

Dr. Buzzi: Das Abführen des Tagewassers erfolgt durch nach aussen angebrachte Stehrohre, welche in zementirte Kanäle aus Ziegelmauerwerk mit halbkreisförmiger Sohle ausmünden, welche wieder in entsprechend weite Sickerschächte auslaufen. Die Abfuhr des Schmutzwassers, beziehungsweise des Unrathes erfolgt ganz separat, und zwar durch gußeiserne Rohre, die in gemauerten, eingewölbten und mit Porlandzement-Mörtel verputzten Senkgruben auslaufen. Ursprüglich war beabsichtigt, die Senkgruben auf pneumatischem Wege zu entleeren; da aber dieser Modus, insbesondere mit Rücksicht auf die freistehenden und für die Allgemeinheit bestimmten Aborte mit nicht unbedeutenden Auslagen verbunden gewesen wäre, so habe ich, auf seitdem mir zugekommenen Notizen fussend, in den ersten drei ausgeführten Lagerhäusern versuchsweise die automatische Mouras'sche Entleerung eingeführt und füge sofort bei, dass der Versuch sehr günstig ausgefallen ist, so zwar, dass dieser Entleerungsmodus bei allen Senkgruben zur Anwendung gekommen ist.

Bekanntlich fusst erwähnter Modus auf der Thatsache, dass die menschlichen Abfallstoffe das Prinzip der Gährung und Verdünnung in sich selbst führen, so zwar, dass, in einem mit der Luft nicht in Berührung kommenden Behälter abgeführt, die festen Bestandtheile sich auflösen und eine Flüssigkeit erzeugen, die weder absetzt, noch die Wände des Behälters verunreinigt, und im vorliegenden Falle mittelst eines Abflusskanals und eines Sickerschachtes sich im offenen Meere verlauft.

Zur Ergänzung werde ich noch anführen, dass ich die Entfernung der Abfallstoffe auch durch Abschwemmung in den Bereich meiner Studien gezogen hatte; ich musste jedoch von diesem, im Allgemeinen rationell befundenen System Umgang nehmen, und zwar einerseits in Anbetracht des theuren Süßwasserpreises in Triest — wir zahlen nämlich 32 kr. pro Cubikmeter — andererseits weil, da die Schwemmkanäle aus naheliegendem Grunde nicht im offenen Meere ausmünden dürfen, die Anlage eines Zulaufbassins und einer Pumpstation unerlässlich gewesen wäre, demnach die Einführung des Schwemmsystems sehr erhebliche Mehr-

kosten umsomehr verursacht hätte, als die Stelle zur Errichtung jener Anlage ausser dem Freigebiete in ziemlich bedeutender Entfernung ausfindig hätte gemacht werden müssen.

Nebenbei erwähne ich, dass der hohe Wasserpreis mich bestimmt hat, für die hydraulische Einrichtung die Rückleitung zu adoptiren, nachdem eine vergleichende Berechnung ergeben hat, dass die Anlage- und Instandhaltungskosten der Rückleitung im Entgegenhalte zu den kapitalisirten Kosten des sonst abfliessenden Wassers sich noch immer billiger herausstellen.

Herr Oberinspektor Bömches ergreift das Wort, um in erster Linie für die freundliche Anerkennung zu danken, welche seitens des Herrn Vortragenden der durch die Südbahn-Gesellschaft besorgten Ausführung der neuen Hafenanlage von Triest gezollt wurde. Dann nimmt der Redner mit grosser Befriedigung von dem Ausbau des dritten Bassins in Gemäßheit der im Jahre 1874 getroffenen Vereinbarung Kenntniss, da er es gewesen war, welcher in den kommissionellen Berathungen vom Jahre 1883 — entgegen den von nautischer Seite ins Feld geführten Bedenken gegen die Benützung des dritten Bassins — auf die wesentlichen, durch das Hinausrücken der Riva III erzielten Vortheile hingewiesen und darauf basirend, das von ihm ausgearbeitete Projekt der Kommission in Vorlage gebracht habe.*) Diese Vortheile sind bauökonomischer und betriebstechnischer Natur. Nach der einen Richtung ist es die rationelle Verwertung der das Fundament für die Quai- und Molomauern der Bassins bildenden Steinwürfe, welche mit einem Aufwande von einer halben Million Gulden ausgeführt, seit 1874 im Meeresgrunde gebettet sind. Und in betriebstechnischer Beziehung sind es die zu Lagerzwecken vortreffliche Verwendung findende Mehrgewinnung von 60.000 m^2, sowie die erleichterte Führung der Straßenzüge und die bequeme Einmündung des Geleises der Herpeljeerbahn; lauter Vorzüge von so Ausschlag gebender Natur, dass auch die Vertreter des k. k. Handels-Ministeriums, die Herren Oberinspektoren Heindl und Setz, sich in der Kommission für die Hinausrückung der Riva III ausgesprochen haben.**) Noch erhöhtere Vortheile bezüglich der Ausdehnung der Lagerflächen etc. würden sich ergeben, wenn man einen Schritt weiter gehen und den dem städtischen Verkehre hinderlichen und der Schifffahrt wenig nützlichen Kanal Grande zuschütten würde. Doch dieses bleibe der späteren Epoche der Regulirung und Erweiterung des alten Hafens vorbehalten.

Auf die meritorische Kritik der Triester Zollanschlussbauten übergehend, bedauert der Sprecher bei der vorgerückten Stunde nur einzelne Punkte berühren zu können. In erster Linie sei der Mangel an Kellern zu beklagen, da durch denselben der Lagerhaus-Verwaltung eine bedeutende Fläche zur Einlagerung von Wein, Oel und anderen Flüssigkeiten in Fässern und damit eine reiche Einnahmsquelle entzogen werde. Die Unterlassung der Kelleranlagen sei weder durch die zu befürchtende Bewegung des Untergrundes, welcher aus vorzüglichem, zum großen Theil aus Stein-Material ausgeführt, im Verlaufe von 20 Jahren die Periode der Setzungen beendet habe, noch durch die technischen Schwierigkeiten zu motiviren, welche heute durch Anwendung von entsprechenden Betonirungen vollständig behoben werden. In zweiter Linie ist es bedauerlich, dass die Stützen im Innern der Magazine und Lagerhäuser nicht aus Eisen, sondern aus Mauerwerk hergestellt worden sind, durch welche 3 – 4% des Lager- und Manipulationsraumes verloren gehen. Endlich sei bezüglich der kostspieligen Anlage von hydraulischen Krahnen besondere Vorsicht zu empfehlen und anfänglich nur eine geringe Zahl solcher Apparate aufzustellen, um auf Grund mehrjähriger Erfahrungen bezüglich der Verwendbarkeit und Leistungsfähigkeit des nach Bremer Muster gewählten Typus an die spätere Aufstellung einer größeren Zahl von Krahnen mit oder ohne Modifikationen des ursprünglichen Systemes schreiten zu können. Es sei hiebei nicht zu übersehen, dass die an Bord der Seedampfer befindlichen Krahne in ebenso billiger als rascher Weise das Laden und Löschen der Waaren besorgen und die gleichzeitige Verwendung von Bord- und Landkrahnen ökonomisch nicht zu vereinigen sei, wie die in Triest bereits mit den sechs Dampfkrahnen des neuen Hafens gemachten Erfahrungen zur Genüge bewiesen haben. Diese Thatsache hatte den Vertreter des österr.-ungar. Lloyd bestimmt, in den Berathungen der Eingangs erwähnten Kommission sich ganz entschieden gegen die Einführung von hydraulischen Krahnen auszusprechen. In Fiume habe man auch anfänglich beabsichtigt, solche Apparate aufzustellen, sei jedoch später — trotzdem dass das Maschinenhaus und die zugehörige Dampfmaschine etc. bereits errichtet worden sind — davon zurückgekommen, weil, nach den Versicherungen der dortigen Bauleitung, die Bordkrahne der Dampfer in Verbindung mit der Findigkeit der Hafenarbeiter die Waarenmanipulation in ebenso rascher als billiger Weise zu verrichten im Stande sind.

Dr. Buzzi: Betreffs der Kelleranlagen berufe ich mich auf das in meinem Vortrage Ausgeführte, erlaube mir indess noch einmal hervorzuheben, dass, wollte man die mehrmals erwähnte normirte Maximal-Bodenbelastung von 1 *kg* pro Quadrat-Centimeter nicht überschreiten, jene Anlagen vom statischen und auch praktischen Standpunkte absolut ausgeschlossen waren, und füge im Ferneren bei, dass, schon in Anbetracht des Umstandes, dass die im Lagerhause Nr. 26 zur Errichtung kommende Kelleranlage für den Bedarf kaum hinreichen dürfte, man nur mit schwerem Herzen die Keller in den Lagerhäusern Nr. 7, 10, 18, 19 und 20 aufgegeben hat. Trotzdem glaube ich mittheilen zu können, dass, in Folge der bedeutenden Ausbaggerungen und Aufschüttungen mit Kalksteinmaterial am Bassin IV, die dortigen Untergrundsverhältnisse sich erheblich günstiger erweisen werden, so zwar, dass die Anlage von Kellern in den daselbst zur Errichtung kommenden Lagerhäusern keinem Anstande unterliegen dürfte. Ich bin in der Lage ferners mitzutheilen, dass sofort nach dem Aufgeben erwähnter Kelleranlagen ein Vorprojekt ausgearbeitet worden ist, um

*) Siehe „Protokolle der Kommission zur Berathung der definitiven Ausstattung des neuen Triester Hafens, abgehalten bei der k. k. Seebehörde in Triest" in Folge Erlasses des hohen k. k. Handelsministeriums vom 7. September 1885, Z. 31512, Seite 29 und 30, dann 144 und 147, sowie Tafel 4 der Plan-Beilagen.

**) Siehe „Protokolle der Kommission u. s. w." Seite 153 u. 154.

eine ganz isolirte Kelleranlage auf der zwischen dem Spiritus-Magazin Nr. 27 und dem Rangirbahnhofe belegenen und zur Lagerung von Gütern im Freien bestimmten Stelle, demnach auf der nun der Vollendung entgegengehenden Anschüttung, derart zu errichten, dass die Lagerstelle erhöht, d. h. im Niveau des Verlade-Bahnsteiges, und der Keller unter derselben liegen würden. Dadurch ergäbe sich ein Kellernutzraum von 3700 m^2.

Hinsichtlich der hydraulischen Vorrichtungen stimme ich zum Theil den Ausführungen des geehrten Herrn Vorredners bei. Ich muss aber hervorheben, dass die vorgebrachten Umstände sowohl seitens des hohen Handelsministeriums, als auch der Lagerhaus-Direktion nicht unberücksichtigt geblieben sind. Ich will nämlich auf ein Regulativ hinweisen, kraft welchem die Schiffskapitäne verhalten werden sollen, die hydraulischen Krahne für die Verlade-Operationen benützen zu müssen, mit anderen Worten, die Benützung soll und wird obligatorisch sein. Allerdings soll gestattet werden, Bordkrahne für die Verladungen zu benützen, jedoch gegen Entrichtung einer vom Regulativ festgesetzten Taxe.

Schließlich soll nicht unerwähnt bleiben, dass die hydraulischen Krahne vornehmlich dazu bestimmt sind, die mit Schiff ankommenden Waaren einerseits direkt in den ersten Stock der Hangars zu verladen, was mit den Bordkrahnen nicht möglich ist und andererseits die gehobenen Waaren auf Wägen oder Waggons zu verladen, um dieselben sodann in die Lagerhäuser zu bringen und umgekehrt, Operationen, die mit Bordkrahnen ohne erheblichen Zeitverlust nicht zu bewirken wären; im Ferneren, dass hydraulische Hebevorrichtungen zu dem Zwecke aufgestellt werden, um die Verlade-Operationen rascher durchzuführen, wesswegen auch deren Verwendung immer allgemeiner wird. So hoffen wir, mit eingeschultem Personal 25 Operationen pro Stunde und Krahn vornehmen zu können.

Architekt Ritter von Flattich: Entgegen der Ansicht des Herrn von Bömches halte ich es für zweckmäßig, dass die Lagerhäuser keine Kellerräume erhielten, weil der Grund jedenfalls ungünstig für Keller ist. Ich führe auch an, dass das Terrain längs der Miramar-Straße für sichere trockene Keller vortrefflich ist und nach meiner Ansicht hiezu zu benützen wäre, wenn ein Bedarf nöthig wird. Was die Anordnung der am Ufer projektirten hydraulischen Krahne anbelangt, zweifle ich etwas an ihrer Notbwendigkeit, weil die Dampfer eigene Krahne besitzen und in Triest Ebbe und Flut nur sehr wenig verschieden sind. Wenn die Waaren in die zweite und dritte Reihe der Magazine per Waggon gebracht werden, welche mittels der Krahne der Dampfer beladen werden können, so sind die Ufer-Krahne nicht so nöthig und werden vielleicht weniger gebraucht; ich füge aber bei, dass ich gerade diese Frage mir nicht vollständig klar machen konnte, so lange ich in Triest thätig war.

Oberinspektor Heindl: Ich möchte mir erlauben, zu der Krahnfrage einige Worte zu sprechen. Es wurde so dargestellt, als ob die Krahne am Schiffe im Stande wären, das zu leisten, was die Krahne, die wir als Uferkrahne projektirt haben, leisten müssen. Dies ist nicht der Fall.

Der Perron, auf welchen die Waare vom Schiffe geladen werden soll, ist 11 *m* vom Ufer entfernt und hat eine Höhe von 1·12 *m*. Es wäre unmöglich, dass der Schiffskrahn die Waare von Bord direkt auf diesen Perron lagern könnte. Dies ist aber nach der Art und Weise, in welcher sich der Waarenumschlag mittelst der projektirten Anlagen vollziehen soll, absolut nothwendig. Es kommt in Triest in der Regel vor, dass die einzelnen Schiffe alle möglichen Waarengattungen bringen, deren Ausladung direkt vom Schiffe auf den Perron der Hangars stattfinden wird, in welch' letzteren die Waaren sodann sortirt und für die weitere Einlagerung oder Versendung vorbereitet werden. Inzwischen kommen bereits Wägen, welche Waaren bringen, um die Schiffe wieder zu belegen, welche Zustreifung hauptsächlich auf dem nur 11 *m* breiten, zudem mit einem Eisenbahngeleise versehenen Raume geschehen soll. Dieser Raum würde jedoch für diese Manipulation und die gleichzeitige Ausladung und Lagerung der Waaren nicht ausreichend sein.

Um die Rückfracht auf das Schiff zu bringen, werden immer auch die Schiffskrahne benützt werden können. Fast gleichzeitig und unabhängig davon soll die Ausladung vom Schiffe auf den Perron stattfinden, welche Leistung wie gesagt nur mit den Uferkrahnen geschehen kann.

Dies wollte ich kurz erwähnen, um die aus der projektirten Gesammtanlage erwachsende Nothwendigkeit der Uferkrahne darzuthun.

Dr. Buzzi: Ich möchte nur noch ergänzend einige Worte erwähnen. Vermöge der 11 *m* Ausladung unserer hydraulischen Krahne war die Möglichkeit geboten, die zu bergenden Waaren vom Schiffe auch direkte in den ersten Stock der Hangars zu verladen. Zu diesem Zwecke sind an der Façade der Hangars eigene Brücken projektirt.

Berichtigung

zu dem Aufsatze „Fachwissenschaftliche Erörterungen zu dem Berichte des Brückenmaterial-Comités etc. etc.

Seite 83, Fig. 17: „$d\triangle$“ anstatt „ds“.

„ 83, rechte Spalte: „Fläche $okn'e'$“ anstatt „Fläche $okn'e$“.

„ 84, linke Spalte, vierte Zeile soll heissen:

„Materials ist und dessen Beginn auch als Biegegrenze bezeichnet wird“,

anstatt:

„Materials ist und der auch als Biegegrenze bezeichnet wird.“

Seite 98, rechte Spalte, zwanzigste Zeile von unten, soll heissen:

„bleibenden Biegungen von P_n bis zu P_0“ . . . . .

anstatt:

„bleibenden Biegungen bis zu P_0“ . . . . .

Anmerkung zu Seite 84: Als Biegegrenze wurde jener Punkt des Diagramms bezeichnet, wo dasselbe nach Ueberschreitung der schärfsten Krümmung wieder einen fast geradlinigen Verlauf zu nehmen beginnt.

Fig. 1. SCHN.s UNTEREN SCHLEUSENHAUPTES.

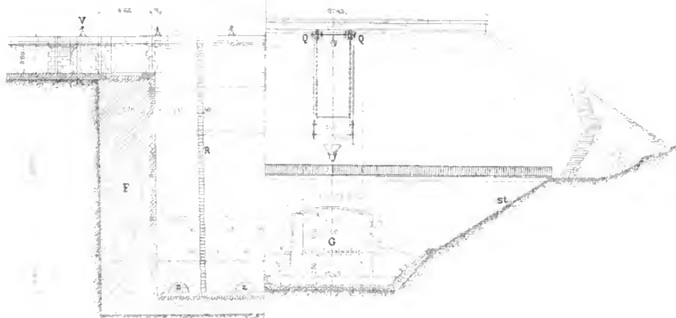


Fig. 2. DRAUFSICHT

1.300

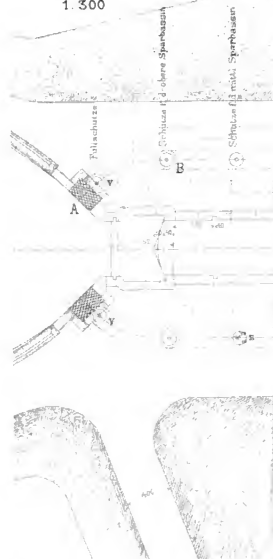
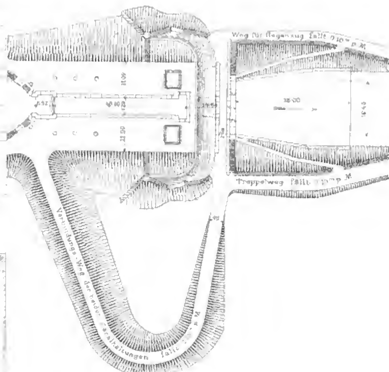


Fig. 4.

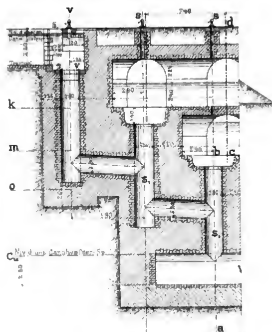
SITUATIONS-PLAN.

1.1000



Fi

Fig 7. SCHNITT ij.



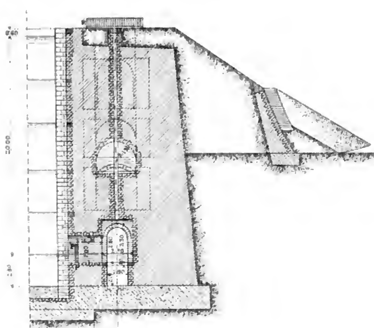
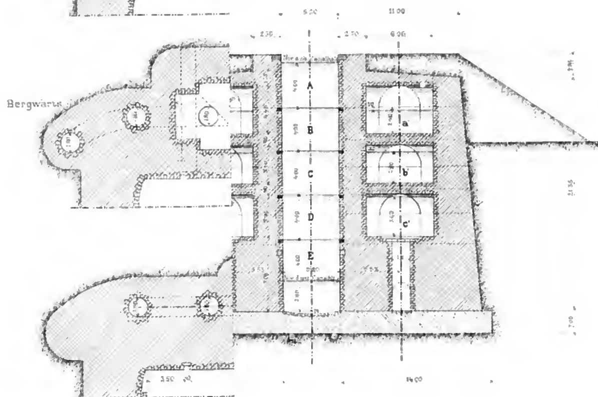
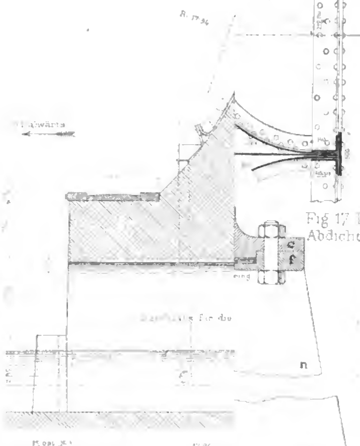


Fig. 6.

SCHNITT efgh.



R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.


Fig. 1.
Längsschnitt
durch die untere
ABSCHLUSSMAUER
1:150
n

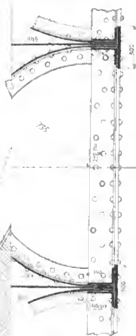
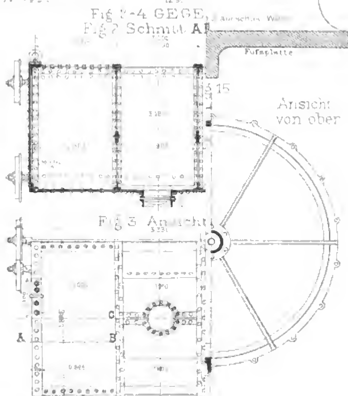
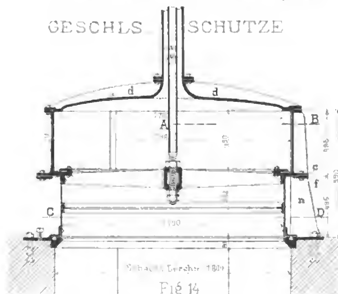
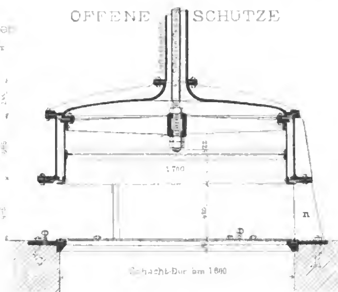
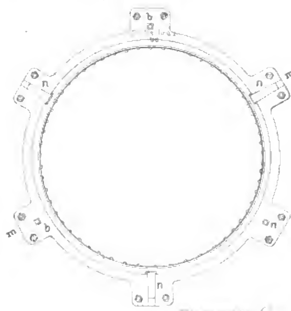

Fig 12.
d. d. mittl. Feld 1:20.


Fig 17 Detail der
Abdichtung 1:4
f
n


Fig 2-4 GEGE
Fig 2 Schnitt AB
Fußplatte
Fig 15
Ansicht
von ober
Fig 3 Ansicht
A
B
C


Fig.13.
Vertikalschnitt (durch d. Axe) mm.
GESCHLS SCHUTZE
d
d
A
B
C
D
f
n


Fig 14
Vertikalschnitt.
OFFENE SCHUTZE
n


Fig 16
Schnitt nach CD.
n
m
b

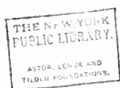
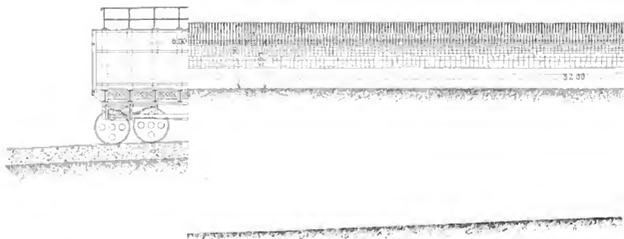


Fig. 1. GRUQUERSCHNITT AM HAUPTE DER SCHIEFEN EBENE.

S.



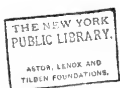


Fig 2 Querschnitt.

Fig. 3. SCHNITT DURCH DEN .NTRIEBROLLENKRANZ.

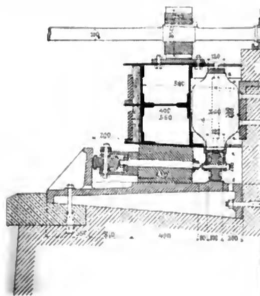
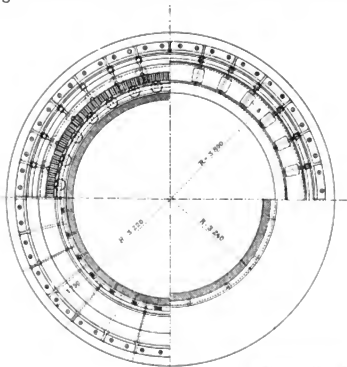


Fig. 7. GRUNDRISS DES ROLLENKRANZES.



R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.

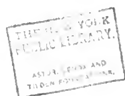


Fig. 1-5.

LAWINEN-SCHUTZBAUTEN am SONNSTEIN.

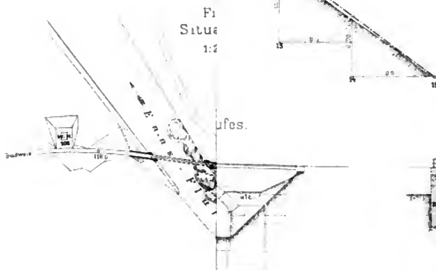
Fig. 1. Situation 1:2500.



Fig. 6-10

LAWINEN-EINBAUTE[N] am GESÄUSE EING[ANG]

Fi[g.] Situa[tion] 1:2[...]



[...]ufes.

Fig. 11-17. GEWÖLBTE BRÜCKE über den SCHOASSENBACH Km. 122·9
15·172m Lichtwt.
1:400.

Fig. 11. Ansicht des Auslaufes

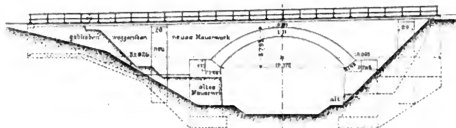


Fig 12. Draufsicht und Grundrifs

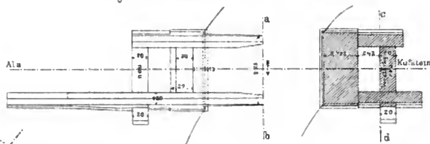


Fig. 15. Querschnitt cd

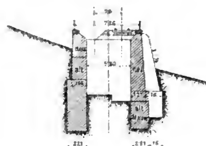


Fig. 16. Südl. Widerlager.

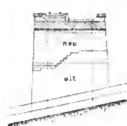


Fig. 17 Querschnitt ab.

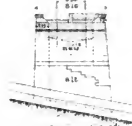
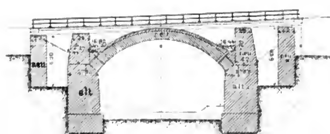


Fig 14 Langenschnitt.



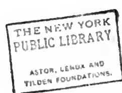


Fig. 3 u. 4.
LAWINEN-ANBRU[CH]
im
LEGUMTOBEL



Fig. 7 u. 8.
BACHFALLENTOBEL-VERHAU.

Fig. 7
Querprofil nach ab.

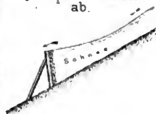


Fig. 8
Rückwärtige Ansicht.

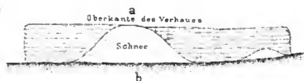


Fig. 3.

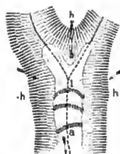
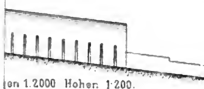


Fig. 10-12.
GALERIE
am
FLÜELA PASS.

Fig. 11.
[L]ängenprofil.



[Läng]en 1:2000 Höhen 1:200.

Fig. 12
Ansicht
einer Lichtöffnung



Fig. 13.
SCHUTZGALERIE
an der Ofenbergstrasse
bei
ZERNEZ.
lang. 19·2.



Fig. 17
SILVAPLANA.

Fig. 14
MARTINSBRUCK.



Fig. 15.
ZERNEZ

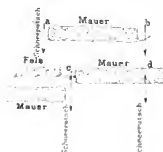


Fig. 21.
Verlängerung der Galerie.
Querschnitt.
1:200.



R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN

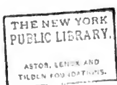

THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY.
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

Fig 8-10. ABLENKUNGSWUHR gegen LAWINEN bei Rossa

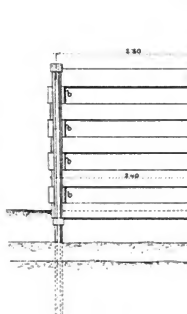


Fig 8
Situation 1:2000.

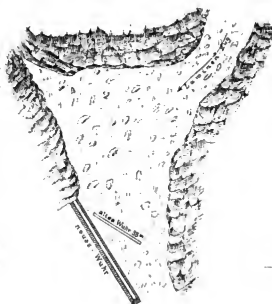


Fig. 9.
Langenprofil des neuen Steindammes.

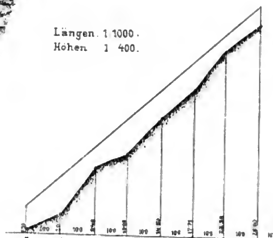


Fig 10. Querprofil.
1:200.

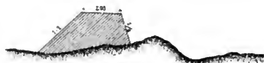
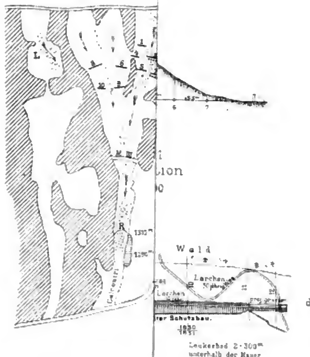


Fig. 11-14

NKWERK bei LEUKERBAD

ach ab



ion
0

Fig. 14
Querprofile (Projekt).
1:1000

2.



3.



4.



8.



9.

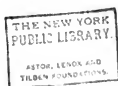


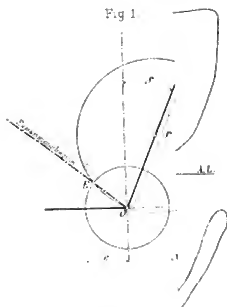
11.

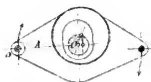


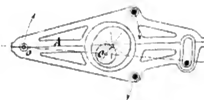
12

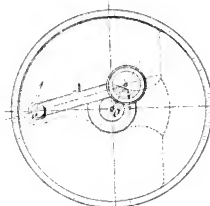


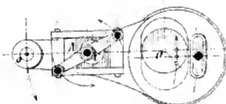


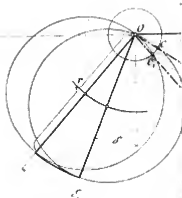


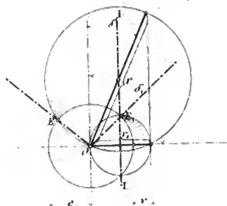


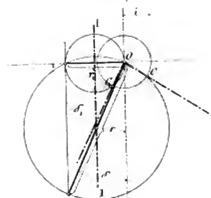


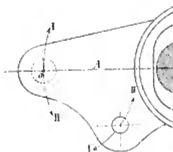


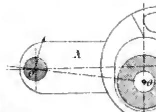


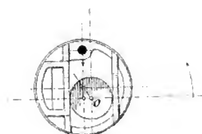


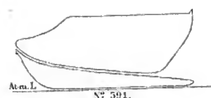












R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.

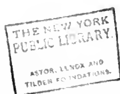

THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS

Fig. 23.

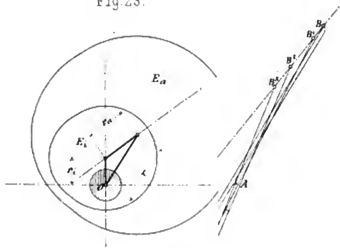


Fig. 41.



Fig. 42.

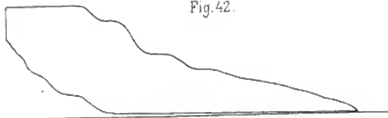


Fig. 43.

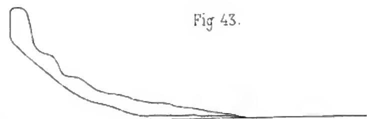


Fig. 26. nat. Gr.

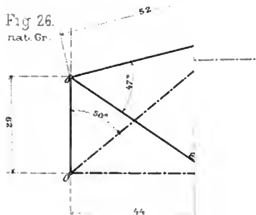


Fig. 35.

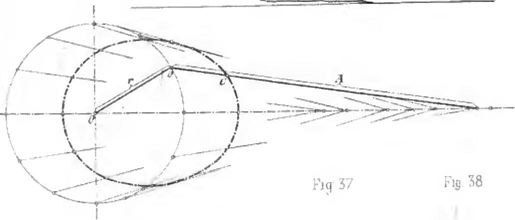


Fig. 29.

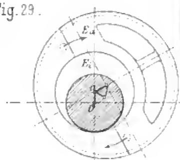


Fig. 37.

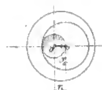


Fig. 38.



Fig. 30. nat. Gr.

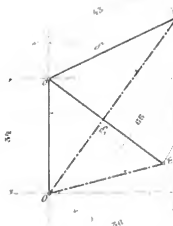


Fig. 39

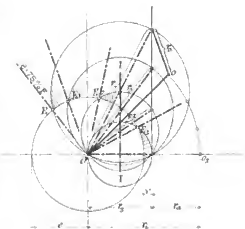
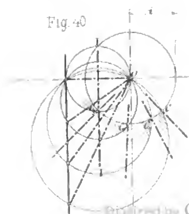
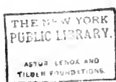
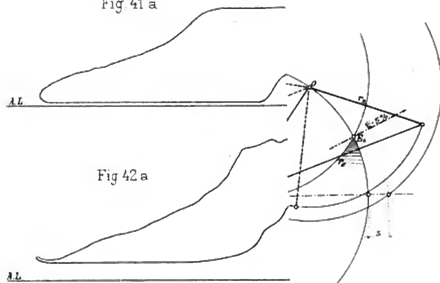


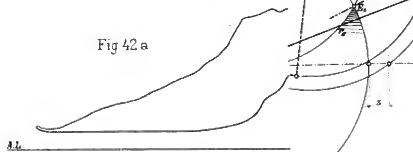
Fig. 40

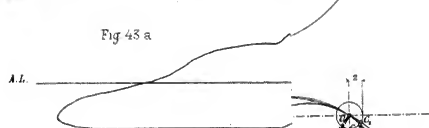


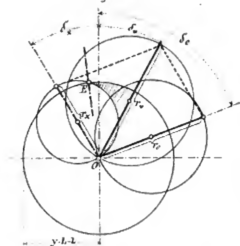
R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.

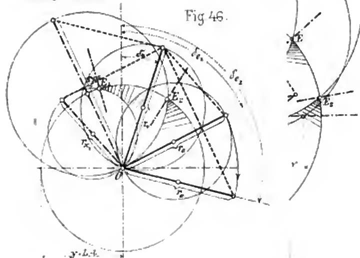

THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY.
ASTOR LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

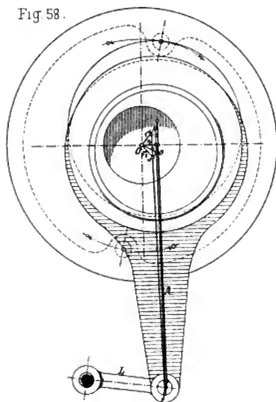


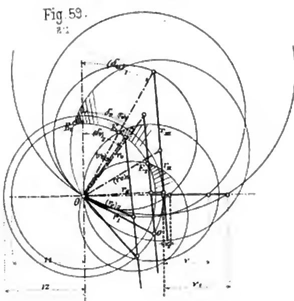


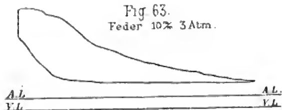


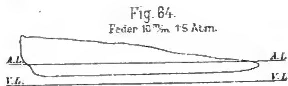












R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.

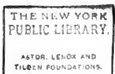


Fig 65 a

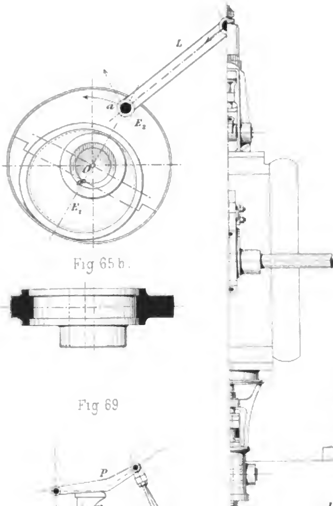


Fig 65 b.



Fig 69

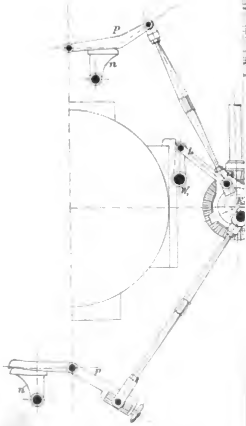


Fig. 67

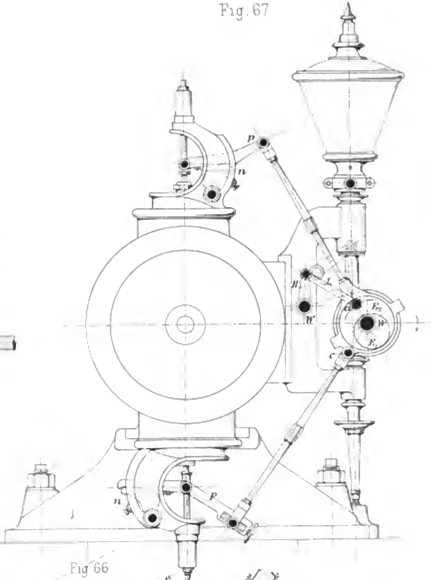
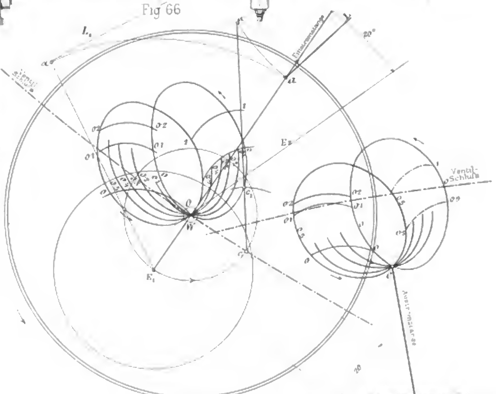


Fig 66



R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.

Fig 1.
Profil Nro VII

Fig 7
SYST. PHOENIX.
Nro VII.

Zu 9m Geleise gehören

2 Schienen à 9000 mm	603.0 kg
4 Laschen	28.8 "
8 Laschenbolzen	5 "
4 Spurstangen 60×10	30 "
8 Spurstangenschrauben	2.5
Gesammt. Gew. p. 9m. Geleis	667.3
" " 1 m. "	74.14
Gew. d. Schienen p. 1 m	67.0 "

… gehören	
…000 mm	522.0 kg
	24.2 "
…zen	5.2 "
…n 60×10	30 "
…nschrauben	2.5
…w. p. 9m Geleis	581.9 "
" 1 m. "	64.65 "
…nen p. 1 m.	58.0 "

1 2

Fig 3

Fig 12.

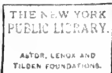
AB. C D

Fig 13

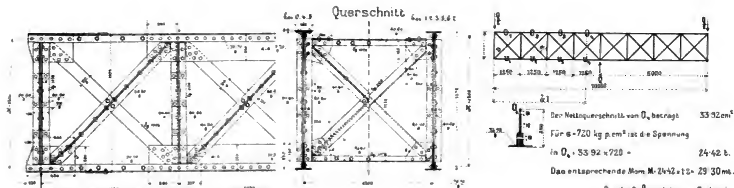
1.4

9m Geleise gehören	
…n à 9000 mm	414.0 kg
…otze	8.4 "
…nklotze	32.0 "
…ben	11.52 "
	10.56 "
…gstreifen	1.2 "
…nge	0.3 "
…n	12.4 "
…bindungen	22.0 "
…s-Gew. p. 9 m. Geleis	512.38 "
" p. 1 m "	56.93 "
Schienen p. 1 m	46.0 "

Fig


THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY.
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

Querschnitt



Der Nettoquerschnitt von O_4 beträgt 33·92 cm²

Für σ = 720 kg p. cm² ist die Spannung

in O_4 = 33·92 × 720 = 24·42 t.

Das entsprechende Mom. M = 24·42 × 1·2 = 29·30 mt.

Die Kraft $\frac{Q}{2}$, welche am Ende wirken muß, um vorstehendes Mom. zu erzeugen ist $\frac{Q}{2} = \frac{16}{73} \times M = 6·695$ t.

Es wird somit durch die Kraft Q = 13·39 t in O_4 die Inanspruchnahme von 720 kg p. cm² hervorgerufen.

Der Untergurt ist mit Rücksicht auf Knick stärker dimensioniert.

Die Transversalkräfte sind konstant und = 6·695 t, hiefür ist

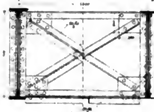
$Z = +\frac{6·695}{2} \times \sec\alpha = +4·83$ t. Nutzquerschn. = 7·4 cm²

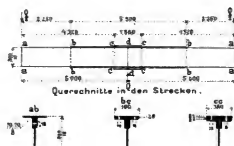
$D = -\frac{6·695}{2} \times \sec\alpha = -4·83$ t " " = 15·0 "

somit Inanspruchnahme in Z $s = \frac{4·83}{7·4} = 653$ kg p. cm²

" " " " " D $s = \frac{4·83}{15·0} = 322$ " " "

Querschnitt





Die Trägheitsmomente in b, c, d, sind $J_b = 91515$ cm⁴ $J_c = 127064$ cm⁴ $J_d = 160742$ cm⁴

Die Trägerhöhen " " " " " $h_b = 80$ cm $h_c = 81·6$ cm $h_d = 83·2$ cm

Für die zuläss. Inanspruchnahme σ = 720 kg p. cm² ist

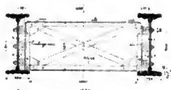
$M_b = \frac{\sigma J_b}{h_b} = 16·47$ tm. $M_c = \frac{\sigma J_c}{h_c} = 22·42$ tm. $M_d = \frac{\sigma J_d}{h_d} = 27·82$ tm.

Die Kraft $\frac{Q}{2}$ welche am Ende wirken muß, um die vorstehenden Momente zu erzeugen,

beträgt daher. $\frac{Q_b}{2} = \frac{16·47}{2·25} = 7·32$ t $\frac{Q_c}{2} = \frac{22·42}{4·320} = 5·19$ t $\frac{Q_d}{2} = \frac{27·82}{5·0} = 5·56$ t.

Es wird somit durch die Kraft Qc = 10·38 t die zuläss. Inanspruchn. von 720 kg p. cm² bei cc erzeugt

Querschnitt





Die Trägheitsmomente in b, c, d sind Jb = 49370 cm⁴, Jc = 71561 cm⁴, Jd = 83162 cm

Die Trägerhöhen " " " " " $h_b = 52·4$ cm, $h_c = 54·0$ cm. $h_d = 54·8$ cm.

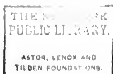
Für die zuläss. Inanspruchnahme σ = 720 kg p. cm² ist

$M_b = \frac{\sigma J_b}{h_b} = 13·57$ tm. $M_c = \frac{\sigma J_c}{h_c} = 19·08$ tm $M_d = \frac{\sigma J_d}{h_d} = 21·85$ tm

Die Kraft $\frac{Q}{2}$, welche am Ende wirken muß, um die vorstehenden Momente zu erzeugen,

beträgt daher $\frac{Q_b}{2} = \frac{13·57}{1·225} = 11·08$ t. $\frac{Q_c}{2} = \frac{19·08}{3·75} = 5·09$ t. $\frac{Q_d}{2} = \frac{21·85}{5·0} = 4·37$ t.

Es wird somit durch die Kraft Qd = 8·74 t die zulässige Inanspruchnahme von 720 kg p. cm² in der Trägermitte erzeugt



THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

AB.
wichtshebels.

Fig. 5.
ANSICHT y

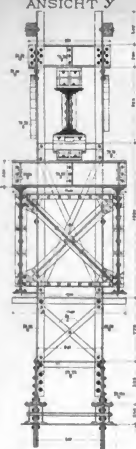


Fig. 6
DETAIL bei b.

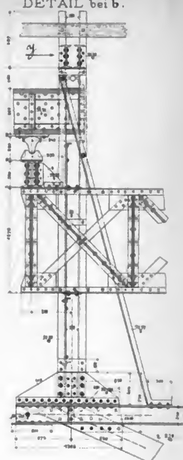
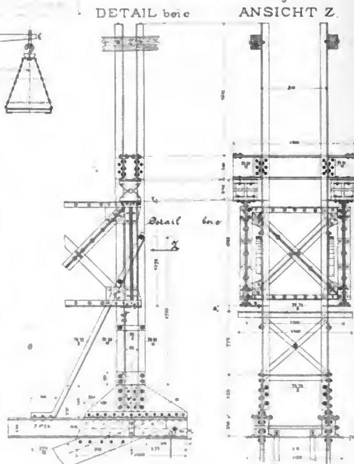


Fig. 4
SCHNITT CD.

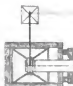
Fig. 13.
DETAIL bei c
ANSICHT Z.



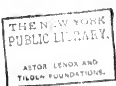
2.
bei a.

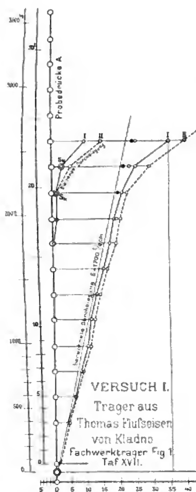
Maafstab: Fig 1-6 und 9-13. 1:
Fig. 7-9 1:100.

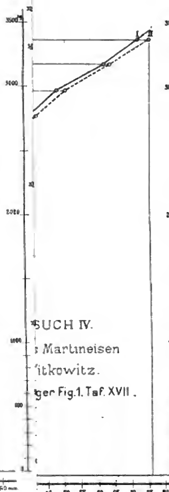


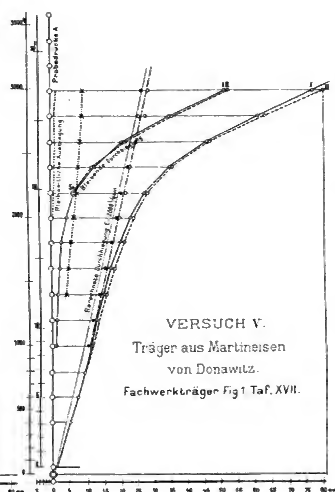


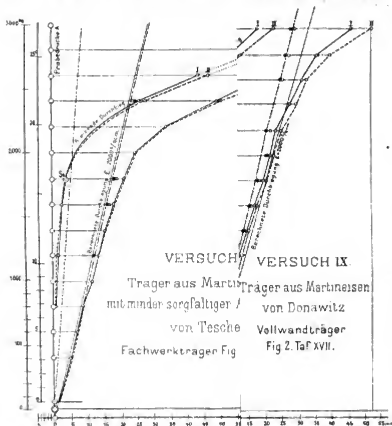
R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.

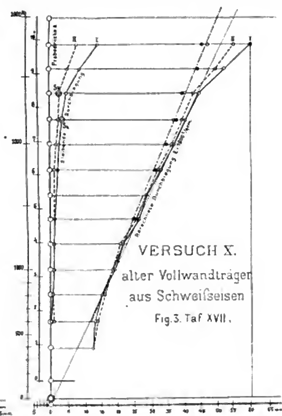




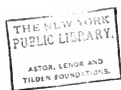








R. SPIES & Co ART. ANST. WIEN



VERSUCHE MIT FLUSS- UND SCHWEISSEISEN-TRÄGERN.

Fig 1. Thomas-Flufseisen von Kladno-Teplitz. Versuch vom 4.-2.-1889. Träger I.
Fig 2. Martin-Flufseisen von Kladno Teplitz. Versuch 7.-2.-1889. Träger II.
Fig 3. Schweifseisen der alp. Montangesellschaft. Versuch vom 11.-2.-1889. Träger I. Knoten 4. Untg.

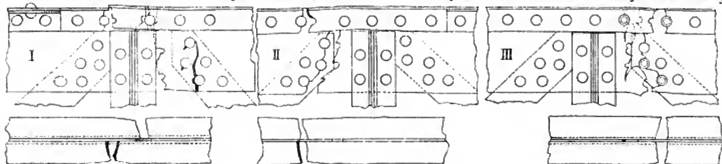


Fig. 4. Martin-Flufseisen aus Witkowitz. Versuch vom 14.-2.-1889. Träger I. Knoten 4.

Fig 8. Prager Schweifseisen. Versuch 7.-10.-1889.

Alter Blech Träger. Versuch 14.-10.-1889.

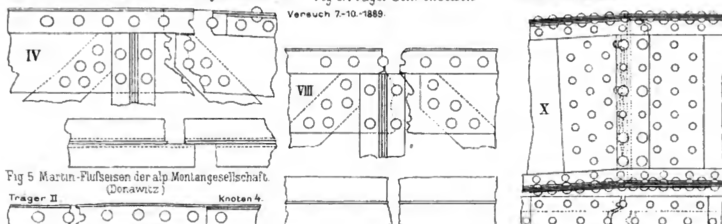


Fig 5. Martin-Flufseisen der alp. Montangesellschaft. (Donawitz) Träger II. Knoten 4.

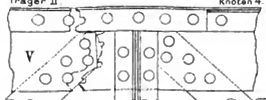


Fig 9-11 Martineisen der alp. Montangesellschaft. Versuch 10.-10.-1889.

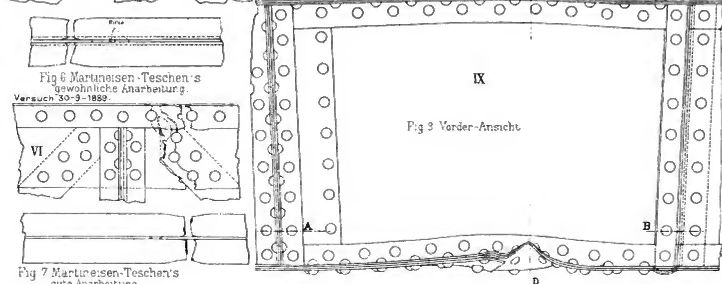


Fig 6 Martineisen-Teschen's gewöhnliche Anarbeitung. Versuch 30-9-1889.

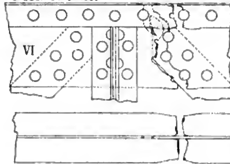


Fig 7 Martineisen-Teschen's gute Anarbeitung. Versuch 3.-10.-1889.

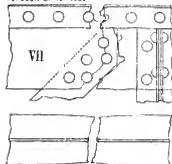
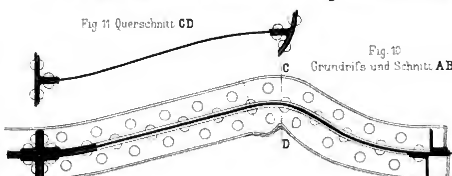
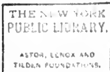
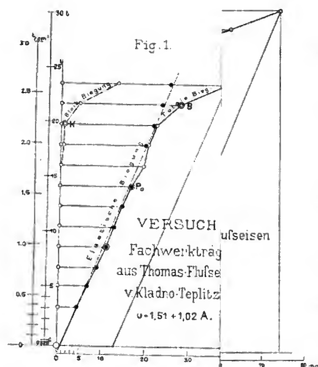


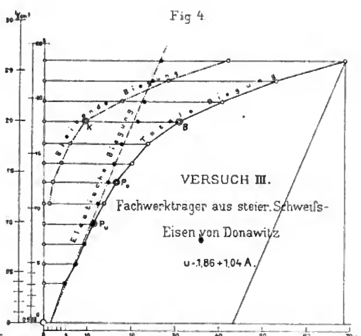
Fig 11 Querschnitt CD

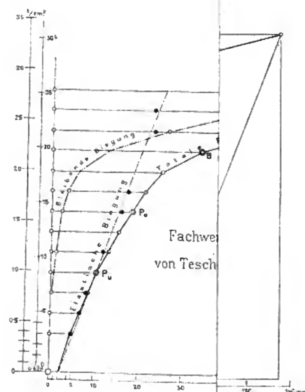
Fig. 10 Grundrifs und Schnitt AB

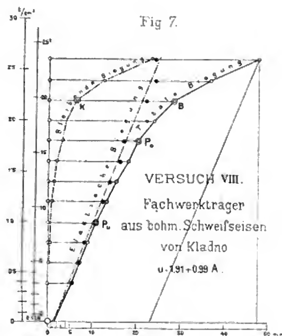




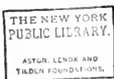






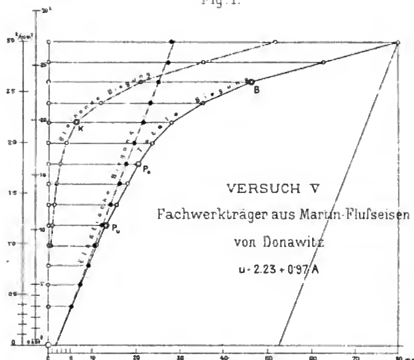


W. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.



VERSUCHE MIT FLUSS- UND SCHWEISSEISEN-TRÄGERN.

Fig. 1.



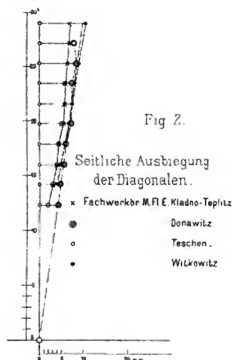


Fig. 3.

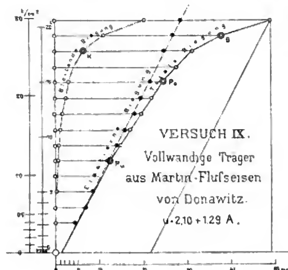


Fig 4.

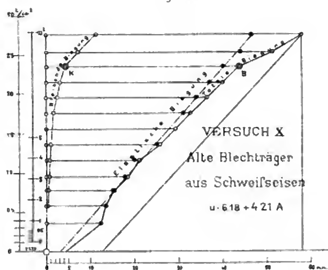


Fig 1

SITUATION DES DONAU-STR(

vom RABENSTEIN bis HAUST

bei dem Nullwaſserst. am Pegel in Strud

1:6000.

Gieſsenbach

Struden

Hösgang

Struden Trace
Hoſsgang "
Jdeale "
1:12000.

Profil 11.

Profil 12

Querprofil

durch den

STRUDEN und HÖSSGANG

Längen 1:6000 Höhen 1:600

B Struden Tr. Wörther-Jns. Jdeale Tr. Hoſsgang Tr. A

Längen 1:6000
Höhen 1:600

Verg. Ebene 200m ü. M.

Profil 25

Wörther Insel

Maſsstab für die Profile
Längen 1:3000
Höhen 1:300

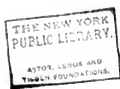
Profil 13

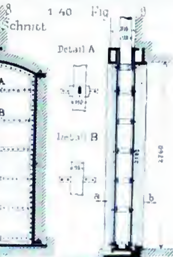
Profil 14

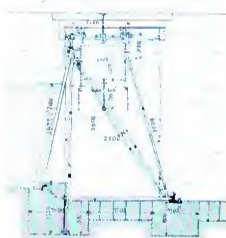
Profil 26

Profil 22

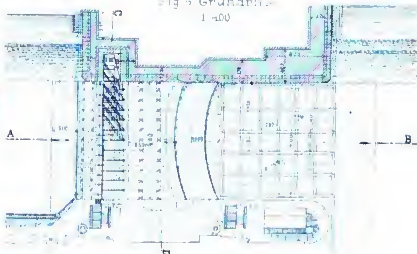
Wörther-Jnsel













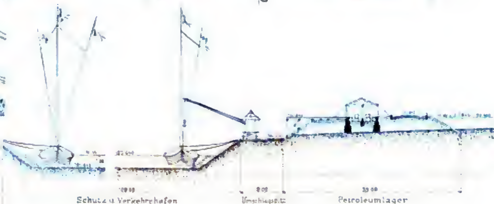
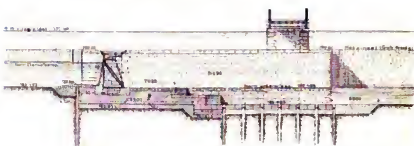
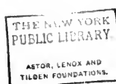
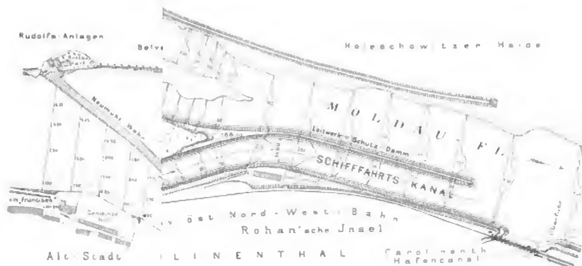


Fig 4-7 NADELWEHR bei der HETZJNSELSCHLEUSE
Fig 4 Langenschnitt AB 1:400









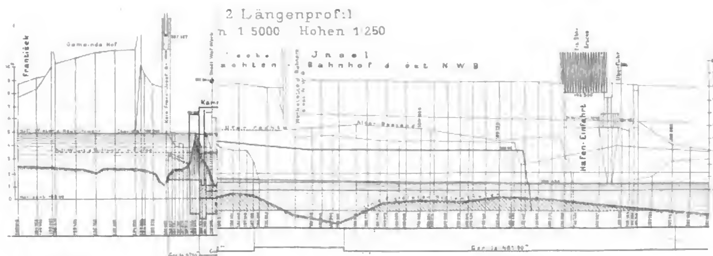
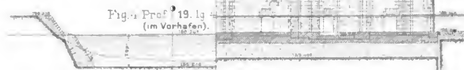
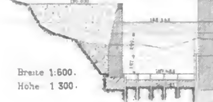



Fig. 3. Prof. 8. (unterh. der Neumühle)


Fig. 4. Prof. 19. (im Vorhafen).

WEHR 1:400


Fig. 5. Prof. 22 (bei der Hetzinsel)

Breite 1:600.
Höhe 1:300.


Fig. 6. Prof. 3 (oberhalb der unteren

Fig. 9. Längenschnitt AB

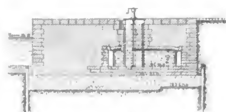


Fig. 10. Schnitt CD.

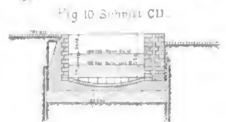
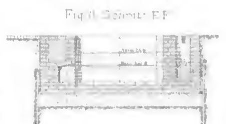


Fig. 11. Schnitt EF



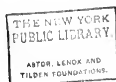


Fig 1-3
FÜHRUNGS-ROLLEN
für das Kabel
in
GERADEN KANALSTRECKEN.

Fig 1 Höchste Lage des Rolleneinschnittes

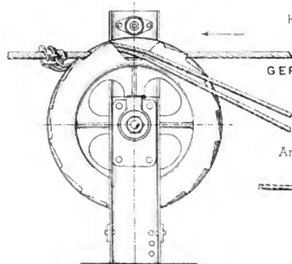


Fig 3 Anhangetau tritt in den Rolleneinschnitt ein

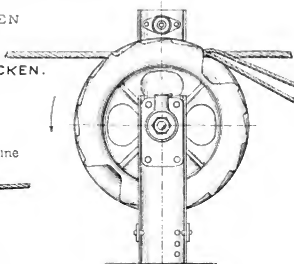


Fig 2 Ansicht von oben

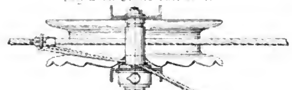


Fig 6.
SATTEL
mit
Anhangetau und Auslöseleine

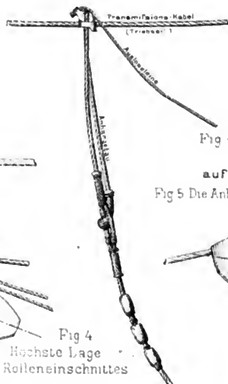


Fig 4 u 5. FLÜGEL-LEITROLLEN
für das Kabel
auf CONCAVEN CANALUFERN.

Fig 5 Die Anhangevorrichtung tritt in den Rolleneinschnitt ein

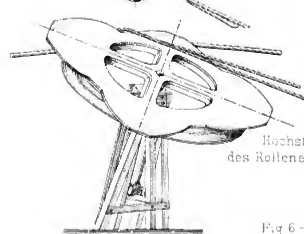


Fig 4
Höchste Lage
des Rolleneinschnittes

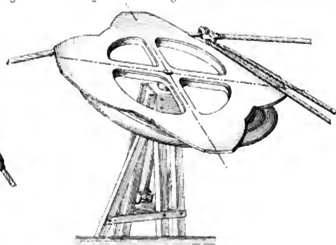


Fig 6-9. SATTEL

Fig 7
Vordere-Ansicht

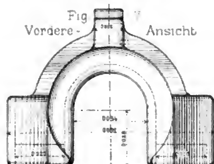


Fig 8
Seiten-Ansicht.

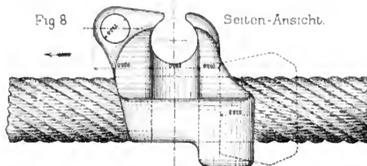


Fig. 9
Obere Ansicht

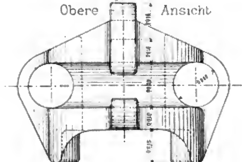


Fig 10.
MITNEHMERRING
sammt Bund für die Anbinde-Vorrichtung





R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN

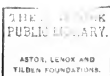


Fig. 1 STÄNDER für die Führungsrollen des Kabels in geraden Kanalstrecken 1:10.

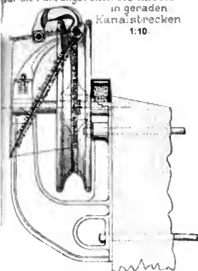


Fig. 2 WINKEL-LEITROLLEN für das Kabel auf convexen Kanalufern 1:10.

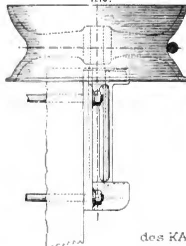


Fig. 3. WINKEL-LEITROLLEN. für das Kabel auf concaven Kanalufern 1:10.

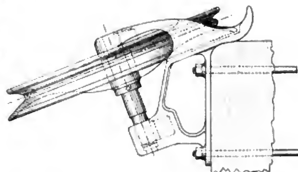


Fig. 4. Seitenansicht des KABELS mit der ZWINGE und dem ANHÄNGETAUE 1:4.

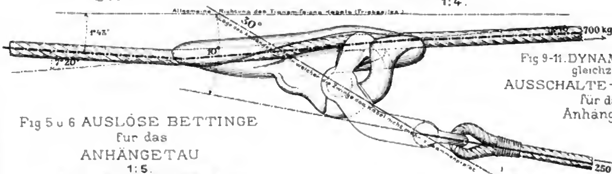


Fig. 5 u. 6 AUSLÖSE BETTINGE für das ANHÄNGETAU 1:5.

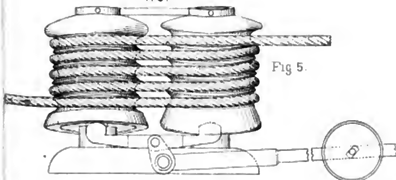


Fig. 5.

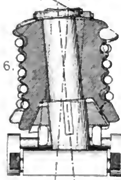


Fig. 6.

Fig. 9-11. DYNAMOMETER gleichzeitig AUSSCHALTE-VORRICHTUNG für das Anhängetau.

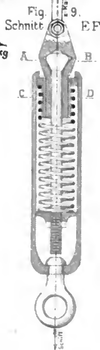


Fig. 10 Schnitt AB



Fig. 11 Schnitt CD.



Fig. 7 u. 8. AUTOMATISCHE-BREMSE für die Kabel-Spannvorrichtung 1:20.

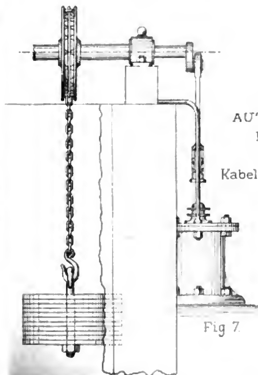


Fig. 7.

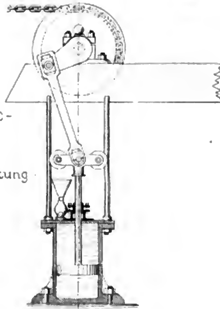


Fig. 8.

R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN.


THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY.
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

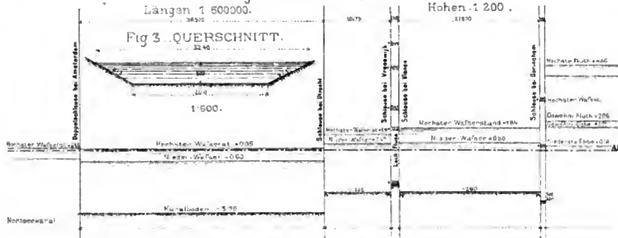
DER KANAL AMSTERDAM-MERWEDE.

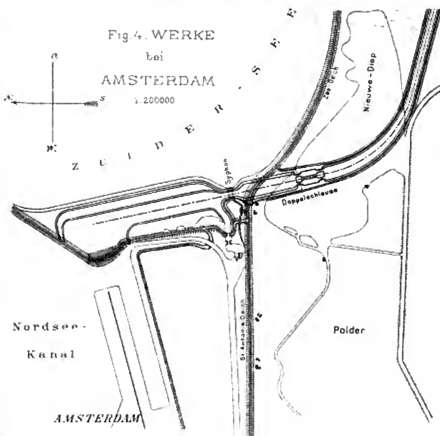
Fig. 1. SITUATION. 1:300000.

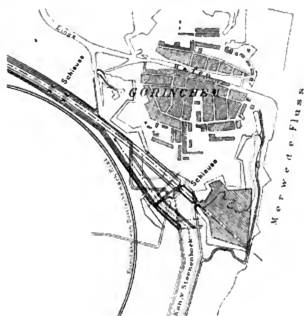


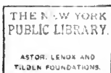
Fig. 2. LÄNGENPROFIL.

Längen 1:500000. Höhen 1:200.

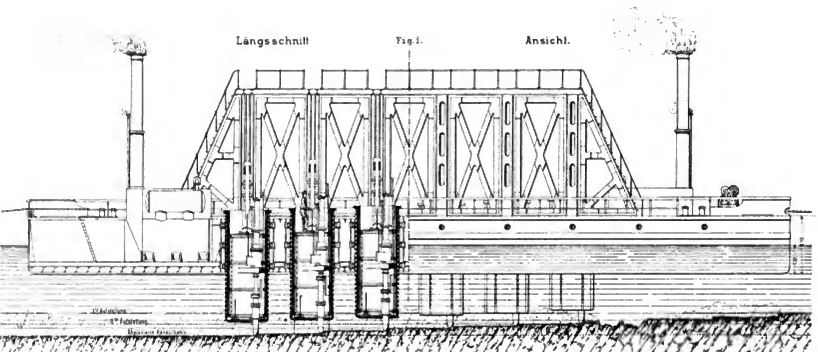


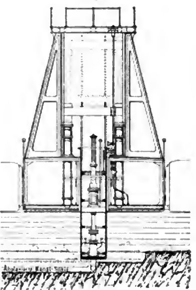




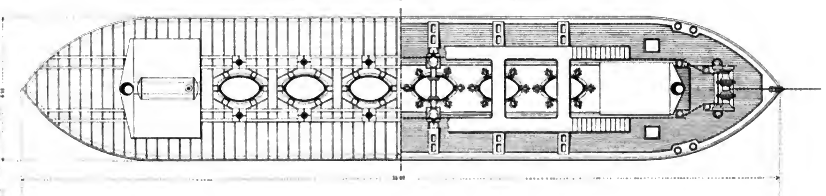


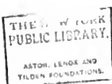
Felsbrechschiff (Sziklatörö).





Mstab. 1:150.





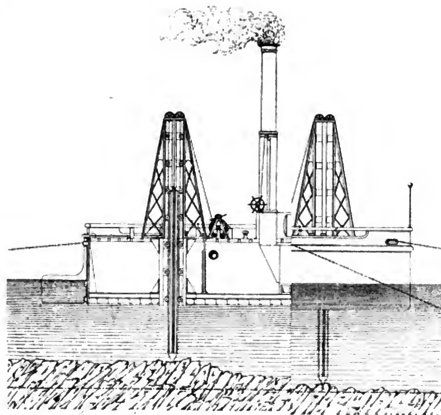
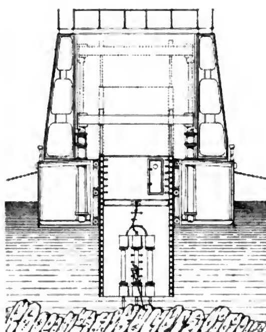
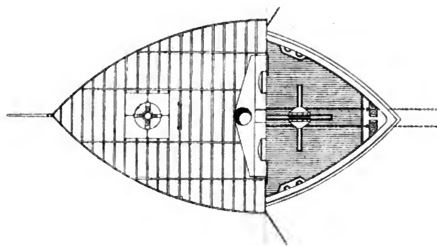


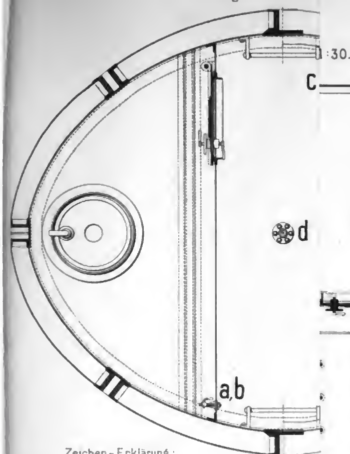
Fig. 2. Querschnitt.





R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.

Fig. 1. Draufsic



Zeichen-Erklärung:

- Lufthahn
- Hahn für comprim. Luft für die Einsteig-Kammern
- " " " " " den Caisson
- " " " " " die Bohrmaschinen und für das Bohrgestell

Fig. 2.

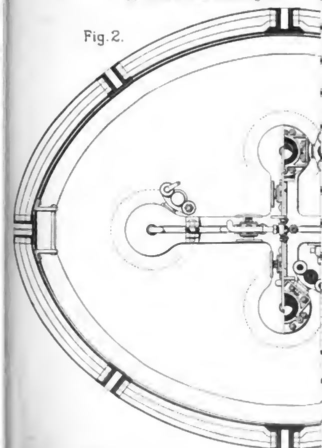
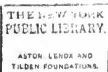


Fig. 4. Längsdurchschnitt.

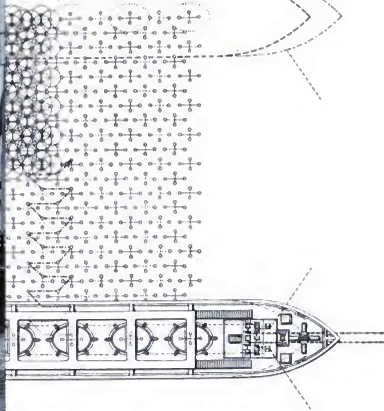
c
d
c
e
f

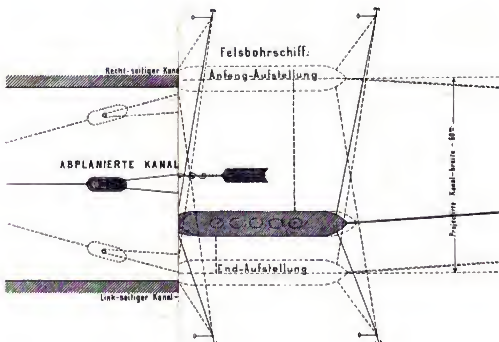
R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.



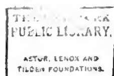
Fi







R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN



Veithof- Äcker

Remmelhofer Teiche

Jnundations Gebiet

Maßstab: Längen 1:6000 Höhen 1:300

Höhen 1:300.

Schutzdamm

gestautes Wasser

ungestautes Wasser

Profil I

Veithofer Schutzdam

Veithof

Eisenbahn

Profil II

Fig. 1.

SITUATION.

1 : 8640

gestautes Wasser

ungestautes Wasser

Schutzdamm Krone

1:100

Schutzdamm

Fig. 2.

PROFIL II

Maßstab:
Längen 1:6000.
Höhen 1:300.

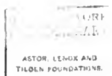


Fig 3 Querschnitt.

Ursprüngl Terrain

1:300.

Provisorische Durchfahrt.

Fig 4.

Fig 5

1:150

Fig 8 Belastung des Provisoriums durch beladene Wagen.

Fig 9. Belastung der Durchfahrt durch eine Locomotive.

Umsteigeperron Nro II.

Fig 6

Fig 7.

1:150.

Fig.14-16. JNUNDATIONSOBJECT Km 215 630

Reconstruction des Durchlafses.

Km. 215 633 5.00 m. weit.

Fig. 14.

Neue Schwellenhöhe

1:200.

Fig.15.

1:200.

Fig.16.

Alte Moldau-Brücke

Schwellenhöhe

MOLDAU-FLUSS

R. SPIES & CO. ART. ANST. WIEN

DAS MOLDAUHOCHWASSER vom SEPTEMBER 1888

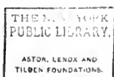
Fig 1
REGENKARTE
des oberen Moldauthales
nach den Ombrometerdaten v. 3. Sept. 1888.
1:600000.

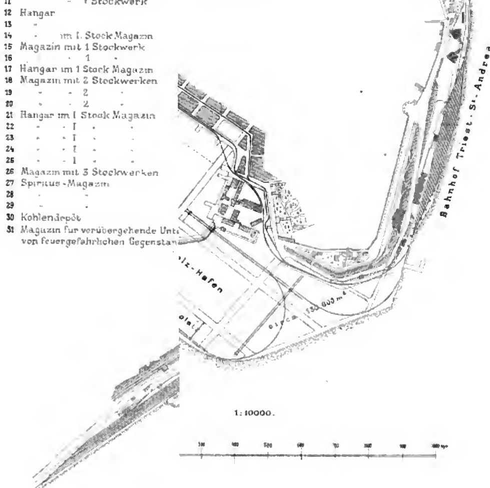
Fig 3
SITUATION.
1:7200

Fig. 4
QUERPROFIL A.
Langen 1:2000
Höhen 1:200

Fig 2.
LANGENPROFIL
Langen 1:4000. Hohen 1:200.

Fig 6
LANGENPROFIL DER MOLDAU
und der Malsch samt Nebenflüssen
Längen 1:1000000
Höhen 1:5000







zollamts-Gebäude
turen
hes Hauptzollamts Gebäude
s Gebäude

Bestehende Objecte
Neue Objecte auf alte
Neue Objecte auf neu
Abschluss

1:10000.



R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN.

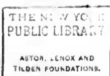
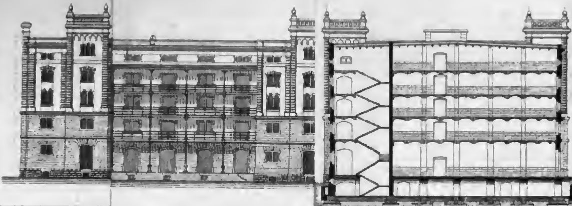
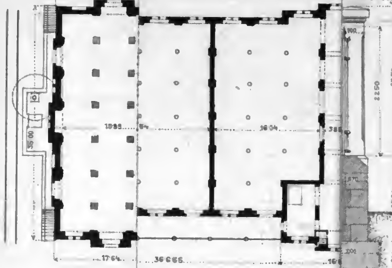

THE NEW YORK
PUBLIC LIBRARY
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

Fig. 3. Querschnitt AB.

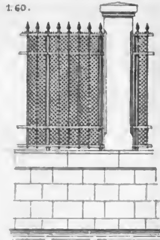


Grundrifs de



g. 10 Vergitterter Abschlufs längs der Miramarstrafse

1:60.



S-HAUPTZOLLAMTS EN ANLAGE

Fig. 6. Erster Stock



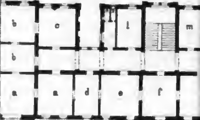
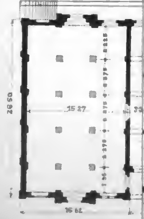
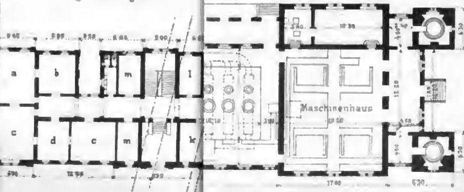


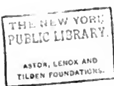


Fig. 7 Erdgeschofs





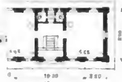
R. SPIES & Co. ART. ANST. WIEN



Schnitt AB. Fig. 3



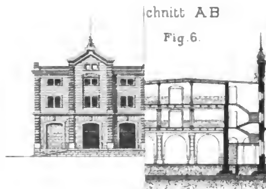
POSITUR II Haupt Façade



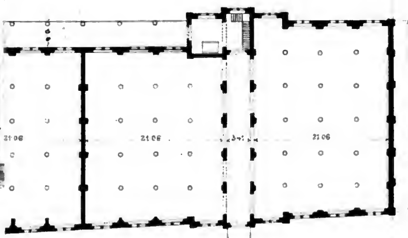
ifs des Erdgeschofses

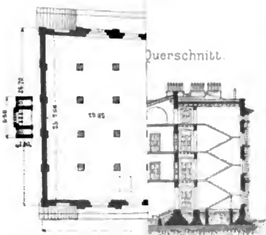
Fig. 9 HANGAR No. 9.
Grundrifs des ersten Stockes

Grundrifs des ersten Stockes



chnitt AB
Fig. 6.

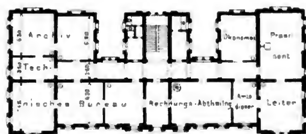




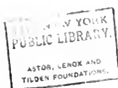
Querschnitt.



10-13 VERWALTUNGS GEBAUDE
Fig. 12 Erster Stock.



R. SPITZ & CO. ART. ANST. WIEN


NEW YORK
PUBLIC LIBRARY.
ASTOR, LENOX AND
TILDEN FOUNDATIONS.

